MEMORIAS CIENTÍFICAS I LITERARIAS.

HIDROGRAFÍA.—Estudio sobre la ria del puerto Constitucion i la barra del rio Maule, por el injeniero hidráulico don Alfredo Lévêque, traducido del frances, por don Alejandro Bertrand.—Consta de dos partes, memoria técniea i anexo a ella.

MEMORIA TÉCNICA.

Situada en la ribera izquierda del rio Maule i a un quilómetro de su desembocadura, fértiles sus terrenos en productos agrícolas, solo le falta para llegar a un alto grado de prosperidad, el mejoramiento de su puerto. La ciudad de Constitucion es efectivamente el centro natural de esportacion de las provincias mas ricas de la parte central de Chile, i solo a la presencia de la barra puede atribuírsele el que una parte del comercio en tránsito siga una via diversa.

A pesar de esta causa de inferioridad, Constitucion ha progresado con rapidez, debido ésto a la excelencia de su posicion jeográfica; i obtenido que sea el mejoramiento de su puerto, llegará a ser uno de los principales puntos de esportacion de la República.

Estiéndense a corta distancia de Constitucion varios bosques, conteniendo diversas especies de excelentes maderas que sirven para alimentar los astilleros de construcciones navales de que está provista la ciudad.

Existe tambien un dique para las reparaciones de las naves.

El establecimiento de este puerto es de 10 horas; las mareas de zizijias son de 1,5 metros: la variacion de la aguja magnética era de 17° 8' 27'' NE. a fines de 1875.

Su posicion jeográfica es la siguiente:

35° 20' latitud S.
72° 27' 17'' lonjitud O. de Greenwich.

Los buques que, por una causa cualquiera, no puedan atravesar la barra, pueden fondear en la ensenada denominada la *Caleta* (véase el plano jeneral). El tenedero es exelente; pero las comunicaciones con la tierra son dificultosas por lo alto de la marejada.

El objeto del presente estudio es investigar los medios de mejorar este puerto. Hemos dividido nuestro trabajo en varios capítulos. El primero, titulado *Consideraciones jenerales*, es el resultado de las observaciones que hemos hecho sobre las corrientes, la marejada i la formacion de las barras. Nuestros estudios anteriores en el mar Mediterráneo, el mar Negro i el mar de Mármara, nos han sido de suma utilidad por las comparaciones que nos han permitido establecer.

El capítulo II comprende el exámen crítico de los diversos medios conocidos de mejoramiento. Comparados con las observaciones del capítulo I, nos dará el valor relativo de cada uno de estos medios.

En el capítulo III se examinan los diversos proyectos i las diversas ideas emitidas respecto del puerto de Constitucion.

El capítulo IV comprende el estudio del rio Maule, bajo el punto de vista de su accion sobre la barra.

El capítulo V es el estudio que hemos hecho del puerto de Constitucion i el proyecto que nos ha conducido a establecer.

Repártense en seguida:

En el capítulo VI, la descripcion datallada de las obras proyectadas;

En el capítulo VII, el estudio de la estabilidad de las obras i la eleccion de los materiales que en ellas deben emplearse;

En el capítulo VIII, el método de ejecucion de los trabajos.

El capítulo IX indica el órden segun el cual deberán er ejecutados los trabajos, bajo el punto de vista de su mportancia, con relacion al mejoramiento del puerto. In-

dica tambien el tiempo que debe demorar dicha ejecucion.

El capitulo X encierra las dimensiones métricas de las obras;

El capítulo XI, la serie de aplicacion de los precios;

I el capítulo XII, el detalle estimativo aproximado del valor total de los trabajos.

CAPÍTULO I.

CONSIDERACIONES JENERALES (a).

Observaciones hechas a lo largo de la costa.

El fenómeno de las barras en la entrada de los rios es una consecuencia directa de las leyes de la hidrodinámica. Su forma es la de un sillar (2) levantado bajo la influencia de las corrientes i de las olas periódicas.

En un estudio que pertenece esclusivamente al dominio de la observacion, era de toda importancia buscar las analojías i examinar las influencias del mar en condiciones variadas, no debiendo intervenir el cálculo sino apoyado constantemente en los hechos adquiridos, i de ningun modo en hipótesis mas o ménos admisibles.

Hemos debido, pues, principiar nuestro trabajo por el estudio del tramo de costa del Océano Pacífico, comprendido entre Lebu i Valparaíso, costa espuesta a una marejada de la misma naturaleza aunque no de igual intensidad.

Hemos estudiado así el papel especial de cada una de las fuerzas en juego, escojiendo sucesivamente las localidades en que la influencia de cada una de ellas es nula o máxima. Al obrar de este modo, hemos seguido, por decirlo así, paso a paso el camino, el modo de ser de los de-

(a) Estas consideraciones han sido presentadas en lo que concierne a las costas occidentales de Francia, por M. Bouquer de la Grye, injeniero hidrógrafo, en su *Memoria* de 1866.

(2) Hemos dado esta traduccion a la palabra *bourrelet*, empleada por el autor, por parecernos la mas adecuada.

(N. del T.)

pósitos arenosos puestos en suspension por las olas i arrastrados por la corriente litoral.

Esponemos en seguida sumariamente las consecuencias que se desprenden con claridad de este estudio (véase el anexo núm. 1).

1.° Las olas que no rompen, solo están animadas de un movimiento oscilante; las que rompen poseen un movimiento en el sentido horizontal.

2.° El movimiento de las olas es siempre perpendicular a la costa, es decir, que las olas se ajustan a la forma de la costa. Basta esta última observacion para aniquilar la teoría de cierto número de injenieros que pretenden que las arenas suspendidas por la accion constante de las olas en la costa, son acarreadas lonjitudinalmente por estas mismas olas (véase el anexo núm. 2.)

La verdad es que los materiales desagregados son puestos en suspension por la accion de las olas i solo caminan bajo la influencia de la corriente litoral.

En jeneral, los materiales son arrastrados con una velocidad inversamente proporcional a su peso. La separacion de los guijarros, de las gravas, de las arenas i de los fangos se verifica en el momento en que, por una causa cualquiera, disminuye la potencia viva de la corriente ($\frac{1}{2}mv^2$) (3).

Mas, siendo m constante en la espresion ($\frac{1}{2}mv^2$) de la potencia viva, se ve que habrá depósitos sucesivos a medida que v disminuya.

Las principales causas de la disminucion de una corriente son:

1.° La espansion de esta corriente en una parte ensanchada, como en una bahía, i 2.° el encuentro de un obstáculo.

2.° La espansion de una corriente que trasporta materiales desagregados produce el embancamiento de las bahías.

---

(3) m representa la masa en accion, i v la velocidad que la anima. La potencia viva, cuya espresion representa tambien el trabajo mecánico, es la mitad de la fuerza viva mv^2.

(N. del T.)

Fácil nos ha sido verificar este hecho para la caleta de Constitucion. Hemos comparado su estado actual con su estado en 1844, refiriéndonos a los planos levantados con tanto esmero en dicha época por el señor Leoncio Señoret, gobernador marítimo que era entónces de la provincia del Maule.

3.° El encuentro de un obstáculo modifica la manera de ser de una corriente. Si, por ejemplo, se construye un muelle, un botador cualquiera, se produce inmediatamente un embancamiento que concluye por sobrepasar el cabezo del muelle o del botador i seguir su camino.

El encuentro de otra corriente produce igual efecto.

En jeneral, sea que provengan los depósitos del rio o del mar, solo se formarán barras cuando la pérdida de velocidad sea brusca i si el depósito afecta la forma de un sillar cuya inclinacion varia segun la naturaleza de los materiales. Despréndese inmediatamente de lo anterior, una primera clasificacion de las barras, dependiente de la naturaleza de los materiales, i como la ola se eleva tanto mas cuanto mas rápido es el salto formado, puede darse por admitido que serán las barras tanto mas dificultosas cuanto mas pesados sean los materiales que las forman. Pero esta naturaleza de los materiales no constituye el único elemento de que dependa el perfil del sillar que forma la barra; este perfil es tambien funcion de la intensidad media de la ola, de su direccion, de la intensidad media de las corrientes litorales i de la potencia viva de la corriente del rio en los momentos del flujo i del reflujo.

La barra es la resultante de todas estas acciones combinadas. Sin embargo, las dos mas importantes son:

1.° La inclinacion del rio sobre la direccion de la ola.

2.° La potencia viva, $(\frac{1}{2}mv^2)$ del flujo i del reflujo, combinados con el caudal del rio.

INCLINACION DEL RIO SOBRE LA DIRECCION DE LA OLA.

Esta inclinacion, determinada jeneralmente por la na-

vegacion a la vela, ejerce directamente su accion sobre el perfil, la profundidad, la practicabilidad de las barras; con efecto, es evidente que si una ola choca directamente con una corriente de vaciante, la pérdida de velocidad será máxima, así como lo será tambien el depósito formado. Tan notable es este resultado que casi se podria clasificar las entradas de los rios segun su inclinacion con la direccion de la ola, para conocer la importancia del depósito así producido; i como el encuentro de una corriente con una ola solo aniquila dos fuerzas vivas por un choque que produce necesariamente una ajitacion i una enorme rompiente, se deduce de esto que suprimiendo el choque, en cuanto sea posible, oblicuando la entrada del rio, se disminuirá al propio tiempo el sillar que forma la barra i las olas rompientes que son su consecuencia.

Veremos mas adelante que, por desgracia, es a menudo imposible satisfacer esta condicion, por motivo de las exijencias de la navegacion marítima.

INFLUENCIA DE LA POTENCIA VIVA DE LAS CORRIENTES, DE LA CRECIENTE I DE LA VACIANTE.

La influencia de la potencia viva de las corrientes del flujo i del reflujo (combinados con el caudal propio del rio) sobre la profundidad de la barra, varia con la forma i la curva de la marea. Ya puede predominar la accion de la creciente, ya la de la vaciante.

En la desembocadura, o para hablar con mas exactitud, en la barra misma, la potencia viva del empuje natural producido por la vaciante combinada con el caudal propio del rio, ha perdido una parte de su valor, i solo alcanza a equilibrar exactamente la potencia de las olas, produciendo el *punto muerto*. En dias de temporal, aumentando considerablemente el efecto de las olas, se tapa el canal i vuelve el rio a colocar su desembocadura en el punto en que es máxima la potencia viva $(\frac{1}{2}mv^2)$, es decir, que la barra se acerca a la punta de Quivolgo, adonde

la parte ensanchada del rio hace el oficio de dársena de resaca.

Las corrientes litorales o laterales favorecen el tras porte de los materiales desagregados, i mui a menudo ellas solas suministran a la barra dichos materiales; i esto, puede decirse es lo que sucede en Constitucion. Es importante, en todos casos, tenerlo mui presente i tomarlo en cuenta.

Puede deducirse de las observaciones que preceden, que existe un medio de rebajar el sillar de una barra sin modificar las fuerzas en accion, i aumentando, por el contrario, su efecto por la *supresion de los choques.*

Concíbese tambien que existe otro medio que consistirá, sea en destruir totalmente una de las fuerzas, dejando siempre a la otra su libre actividad, sea aumentando directamente la fuerza sobre la cual se posee cierta accion.

1.° Si se anula la corriente del rio, el mar libre produce por sí mismo su sillar móvil en el punto en que desaparece su fuerza. Puédese entónces considerar dicho sillar como el límite del puerto, o bien dragarlo para dar al puerto mayor desarrollo.

2.° Tambien es posible destruir la ola misma, i la naturaleza ha probado la eficacia de este procedimieuto.

En este caso el rio derrama sus aluviones en un mar tranquilo i la mayor parte de los depósitos formados son arrastrados por las corrientes litorales.

Puede decirse como ejemplo i sin establecer, por lo demas, comporacion alguna entre el rio Lebu i el rio Maule, que para el primero de estos rios, las arenas depositadas en una gran superficie, gracias a la proteccion que se debe a la existencia de la roca Huapi, vuelven a ser tomadas por las corrientes de vaciante i acarreadas hácia el N. Esta observacion es el resultado de la comparacion que hemos hecho entre el estado actual de la bahía i lo que era 5 o 6 años há, segun los planos puestos a nuestra disposicion.

Esta bahía presenta, pues, un cierto estado de estabi-

lidad. Es verdad que esta estabilidad no debe resistir a los temporales del N. i del NO.; pero vuelve a manifestarse en cuanto han dejado de existir las causas de perturbacion, esto es, en cuanto se ha restablecido el réjimen ordinario.

3.° Puédese, por fin, aumentar la potencia viva de las corrientes, sea por un incremento del caudal, sea por un estrechamiento calculado del canal en caso en que el rio llevara pocos o ningunos aluviones.

Si el volúmen de los aluviones acarreados por éste es bastante considerable, se debe concentrarlos en una parte ensanchada que preceda al canal.

En cuanto a lo que concierne al rio Maule, se podria obtener un incremento de volúmen de agua, trayendo a su lecho al rio Ñuble i el rio Lontué; pero como estos rios, así como el Maule mismo, disminuyen su caudal de dia en dia, por los sangrías que se hacen mas i mas necesarias para los regadíos, será bueno no tomar en cuenta, por ahora, este incremento posible.

Vamos a buscar ahora el modo de conciliar las observaciones que preceden, con las exijencias de la navegacion en la entrada del rio Maule.

Limitan este rio, en su desembocadura, por el N. la playa arenosa de Quivolgo i por el S. rocas cortadas a pique, entre las cuales se distinguen la roca llamada las *Ventanas* i la piedra de los *Lobos*.

La playa de Quivolgo ha sido formada evidentemente i sigue formándose poco a poco por los depósitos que trae la corriente litoral i por los del rio.

Entre los materiales acarreados por el rio durante las grandes creces de otoño, hai cierta cantidad de guijarros. Bajo la influencia de los vientos reinantes del S., a los que está enteramente espuesta esta playa, se forman olas rompientes que, ayudando al esfuerzo de la corriente marítima que camina en el mismo sentido, llevan la arena sobre esta playa.

En el momento de las baja-mares esta arena se seca, i, trasportada por el viento, constituye las dunas movibles.

El grande ancho del rio cerca de su desembocadura, comparado con su ancho medio aguas arriba, es la causa de los acervos que se forman en la parte ensanchada, frente a Quivolgo. Evidentemente tiende a formarse un delta, i si no fuera por el retroceso de las arenas, debido a las olas de afuera, puede asegurarse que este delta existiria. Por otra parte, la isla situada frente a la ciudad de Constitucion, tiende constantemente a prolongarse, así es que este delta presentaria tres brazos.

En la época de las grandes creces del Maule, son acarreadas las arenas que forman la playa de Quivolgo i ésta desaparece. En este caso, por causa de la ruptura del equilibrio de las fuerzas en presencia, la profundidad del agua sobre el sillar de la barra aumenta sobre cierto ancho, lo que debia preverse. Pero este es tan solo un estado transitorio que deja de ser en cuanto desaparecen las causas que lo han producido, volviendo las cosas a su estado normal. Hé aquí lo que pasa en este estado normal.

Jeneralmente, en el momento de las zizijias, o bien cuando los vientos del O. han soplado violentamente durante algunos dias, la vaciante, junto con el caudal propio del rio, produce un empuje natural suficiente para abrir en la barra un canal como de 60 metros de ancho.

Por causa del poder del empuje i de la direccion del derrame, este canal se fija provisoriamente a lo largo de la orilla S. del rio. Este caso, como mas tarde lo veremos, es el mas favorable para la navegacion.

Despues de estas mareas, cuyo reflujo formó por su fuerza este canal sur, vienen otras mareas mas débiles; la barra se acerca un poco; disminuye mas i mas la altura del agua sobre el sillar, i por causa del choque directo de las olas que pasan entre la roca de Las Ventanas i la piedra de los Lobos, la potencia viva de la corriente llega a ser insuficiente para continuar su derrame por este canal; entónces las aguas del rio caminan lateralmente i se abren paso en el punto en que su accion

es suficiente para repeler las olas rompientes que, mas al S., se oponian a su derrame.

Las fuerzas de estas olas disminuye, en efecto, constantemente a medida que están mas distantes de la ribera sur del rio; ademas, segun la observacion jeneral hecha al principio de esta memoria, el derrame se hace mas i mas fácil por acentuarse mas i mas la inclinacion de la ola sobre la direccion de la corriente fluvial.

En tiempo normal, el rio tendrá, pues, siempre una tendencia natural a abrirse un canal a traves del sillar de la barra, en la parte N. de la desembocadura, i ésto por dos razones:

1.° Por lo distante de la abertura comprendida entre la roca de Las Ventanas i la piedra de Los Lobos, punto en que las olas rompen siempre con estremada violencia.

2.° Por la oblicuidad (mui cercana del paralelismo) de las olas respecto de la direccion del derrame en esta posicion del canal.

Hemos visto varias veces, por ejemplo, acercarse tanto el canal a la playa de Quivolgo, que habria podido creerse que los vapores que salian del puerto de Constitucion iban echados a la costa. Una pequeña crece o una calma relativa del mar, lo que rara vez sucede, o bien, como lo hemos dicho anteriormente, una corriente escepcional de la vaciante, debida a una marea de zizijias o a otra causa cualquiera, destruye la causa de equilibrio que existe entre las fuerzas concurrentes, i el canal vuelve a la orilla S. del rio.

El resúmen de lo anterior nos hace ver que la barra i su canal son esencialmente móviles i que la posicion de ámbos depende del predominio momentáneo de una las fuerzas sobre la otra.

I ésto es tan notable que, cuando varias naves entran en diversas horas del dia a Constitucion, el práctico del puerto tiene que sondar cada vez para indicar el pasaje.

La propension natural del rio consiste, pues, en formarse un canal al N. de la desembocadura, i esta situacion es mui desfavorable para la navegacion.

En efecto, con los vientos reinantes del S. i SO., los buques de vela que se presentan a la entrada del canal, llevan una marcha poco rápida, por consecuencia de la orientacion de dicho canal; corren el fuerte peligro de ser arrastrados por las corrientes litorales i derivar inmediatamente sobre la playa. La esperiencia ha probado demasiado la verdad de lo anterior.

Así, es de toda necesidad:

1.° Fijar el canal.

2.° Fijarlo lo mas cerca posible a la ribera S. del rio.

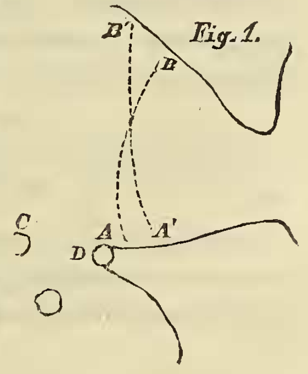
En tales condiciones los buques se presentarán a la entrada del rio Maule, si sopla viento S., ciñendo al viento; i si sopla del N., con viento en popa o viento largo.

En tésis jeneral, para la entrada de los buques en un canal, la direccion mas ventajosa es la de 45° respecto de los vientos reinantes. El ángulo, límite que no se debe sobrepasar, es de 67° 30', *ciñendo al viento.*

Suponiendo el canal fijo en la parte S., en el caso particular del rio Maule, si los buques llegaran a errar la entrada, les quedaria bastante espacio para maniobrar i presentarse de nuevo despues de haber dado algunas bordadas.

Resulta de lo que acabamos de decir, que las condiciones de una buena navegacion son del todo opuestas a las de la facilidad del derrame, puesto que, para la navegacion, el canal debe estar fijado lo mas al S. posible, i para la facilidad del derrame lo mas al N. posible.

Como todo debemos sacrificarlo al elemento marítimo, sentaremos como principio absoluto que el canal debe encontrarse fijo en la orilla S. del rio.



Sentado ésto, refiriéndonos al plano jeneral del puerto de Constitucion, se verá que la barra nace cerca de la punta las Ventanas i se dirije hácia el NO., formando una inflexion de curvatura poco pronunciada.

Por lo demas, esta situacion es variable. Suponiendo la corriente del rio constante, si con un mar normal ocupa la barra la posicion AB (fig. 1)

pasará a A'B' con una mar fuerte del S., es decir, que habrá retrocedido lijeramente cerca de su nacimiento, por la violencia de las olas que pasan en CD, i habrá avanzado algo en el otro estremo, porque entonces el esfuerzo de la corriente se dirije totalmente por ese lado.

En estas condiciones el canal se abrirá hácia BB'.

En todo caso, sea cual fuere la situacion del canal en un momento dado, cuando un buque se presenta a la entrada del rio con viento S., que es el reinante, por consecuencia de la disposicion de la costa, viene a colocarse frente a la barra, es decir, delante del obstáculo que debe franquear en el momento en que el viento, interceptado por la roca las Ventanas, falla repentinamente. Corre, pues, gran peligro de derivar bajo la influencia de los golpes de mar sumamente violentos que pasan en CD, i de ser echado a la costa.

En caso de no disponer de otro medio mas eficaz, se mejoraria, pues, evidentemente la entrada del puerto de Constitucion arrasando la roca denominada Las Ventanas.

Veremos posteriormente que existen otros métodos que permiten llegar a un resultado mucho mas satisfactorio i mas completo.

CAPÍTULO II.

EXÁMEN CRÍTICO DE LOS DIVERSOS MEDIOS DE MEJORAMIENTO

Examinaremos ahora los diversos modos de mejora i juzgaremos su grado de eficacia por la manera como satisfacen las condiciones espresadas en el capítulo I.

1.° ESTRECHAMIENTO DE LA SECCION POR MEDIO DE DOS MOLOS (4) IGUALES.

Empleando este precedimiento, se satisface una de las

(4) Palabra italiana que se ha castellanizado; significa *quebra-olas.* (N. del T.)

condiciones del capítulo I; pero como no se crea un abrigo donde puedan derramarse tranquilamente los aluviones del rio, lo único que se consigue es llevar la barra mas afuera.

(b) «En efecto, se conduce mas lejos la corriente del reflujo saliendo del canal i se favorece su accion sobre los aluviones de la barra; la accion del mar, que puede considerarse como constante, se hará en este punto comparativamente mas débil; así la barra, repelida hácia fuera hasta la distancia en que las dos fuerzas contrarias sean iguales, quedará de nuevo fijada como lo está hoi, i la navegacion nada habrá ganado.

«¿Se obtendrá, por lo ménos, pasajes mas hondos?

«La esperiencia practicada en el Adour (Francia) i en tantos otros rios, fundándose en la misma idea, prueba que con dos molos iguales, cualquiera que sea su ancho, no varia la profundidad del agua sobre la barra; i en el caso en que se produjeran algunos cambios, éstos no serian propicios, pues miéntras mas se aleja la barra de la desembocadura, mas disminuye la pendiente del rio hasta la barra, por ser constante el nivel del mar; disminuirá, pues, la velocidad del rio así como su accion sobre el fondo.»

Fig. 2.

Se formará jeneralmente un banco (fig. 2) afuera de los molos, i el intervalo comprendido entre este banco i sus cabezos, será, si no impracticable para los buques, por lo menos siempre mui peligroso. Ademas, la situacion de este banco en plena rada impedirá absolutamente todo dragaje.

Segun los antiguos errores, cuando se presentaba este caso, se prolongaban de nuevo los molos; i el banco, repelido por la accion mas inmediata de la corriente del rio, se volvia a formar algo mas léjos.

Ejemplo: Adour, Ródano, Danubio.

Se reconoce ahora que operando así, se cometia una

(b) Teoría del señor Minard, inspector jeneral (1864.)

falta i se ha renunciado a este procedimiento despues de largos i costosos esperimentos.

Los molos macizos iguales presentan todavía un inconveniente mui grave que, por otra parte, afecta tambien al sistema de dos molos iguales, uno de los cuales es de claros: no abrigan nada por el lado del mar i no forman ante-puerto. De modo que los buques esperimentan grandes dificultades para embocar el canal. Si llegan a errar la entrada, sea por falta de viento, sea por consecuencia de una falsa maniobra, son arrojados inmediatamente sobre el cabezo de uno de los dos molos.

Mas adelante demostraremos que los molos iguales, de claros o submarinos, deben ser desechados.

Daremos en la *memoria anexa* una demostracion matemática de la reforma de la barra, en el caso en que se empleasen dos molos macizos iguales (véase el anexo núm. 3).

2.° EMPLEO DE DOS MOLOS IGUALES PARA ESTRECHAR LA EMBOCADURA, I UNO DE CLAROS EN UNA PARTE DE SU ANCHO.

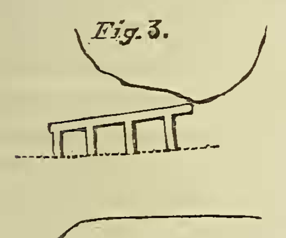
Se ha ensayado el empleo del método procedente de los molos iguales con una modificacion: el reemplazo de uno de los molos macizos por un molo de claros o estacadas. Esto es lo que se ha hecho en estos últimos tiempos en la desembocadura del Adour. Uno de los molos es de carpintería, con claros, de modo que deja efectuarse el trasporte de los aluviones marítimos i fluviales bajo la influencia de la corriente litoral. En jeneral, un molo con claros es impotente para guiar la corriente i solo sirve de camino para sirgar las embarcaciones, lo que aquí no debe preocuparnos.

Si se emplean molos de claros enrocados en su base, perderán su carácter de molos de claros i se convertirán en molos macizos en baja-mar. Volvemos así al caso de dos molos macizos iguales.

Queda, pues, demostrado que los molos iguales, macizos, con claros o submarinos, deben ser desechados.

3.° ESTRECHAMIENTO POR MEDIO DE BOTADORES PERPENDICULARES A LA DIRECCION DE LA CORRIENTE.

En el oríjen de los trabajos de mejoramiento de las desembocaduras de los rios navegables, se empleaba para localizar las arenas fluviátiles, una serie de botadores perpendiculares a la direccion de la corriente (fig. 3). Estos botadores arrancaban de una de las orillas o de un muelle lonjitudinal. Los aluviones se depositaban, en efecto, en los espacios que así se formaban; pero luego se llenaban estos espacios i el conjunto de la obra equivalia a un modo lonjitudinal simple.



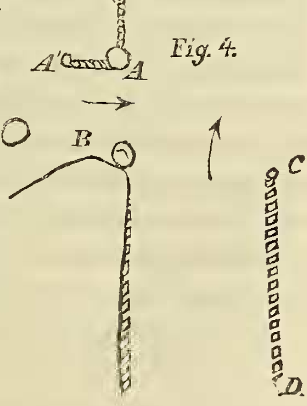
Ninguna de las dificultades del problema queda, pues, resuelta; i este sistema costoso i casi ineficaz debe ser desechado.

4.° PROCEDIMIENTO QUE CONSISTE EN DEJAR EN EL MOLO DEL S. UNA ABERTURA LIBRE PARA EL PASO DE LOS ALUVIONES.

Este procedimiento ha sido empleado por el señor Cialdi, injeniero italiano, quien lo recomienda con insistencia.

Veamos si es aplicable al puerto de Constitucion.

Un botador AA' (fig 4.) sirve para guiar el trasporte de los aluviones marítimos que se depositan mas allá del cabezo del muelle CD, cuya lonjitud está calculada de modo que no ponga trabas a este movimiento.



El rio mezcla sus aluviones con los del mar i el todo tiende a formar un banco al N. del canal.

Las olas que rompen contínuamente en el intervalo AB, traspor-

tan arena que, esparciéndose en el espacio ensanchado que les ofrece el canal, se depositan en él. Las arenas del rio se detienen por el solo choque de estas olas, i estos dos depósitos reunidos forman la barra.

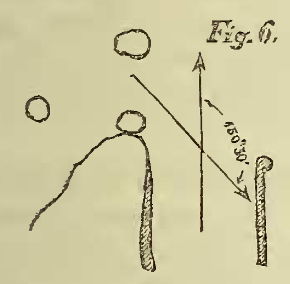
Si se pudiera llegar a obtener para el rio una potencia viva $(\frac{1}{2}mv^2)$ suficiente, las arenas serian arratradas segun la resultante (fig. 5) de las dos fuerzas i formarian al N. de la desembocadura i fuera del canal, el banco de que se ha hablado anteriormente. Pero como en la espresion $\frac{1}{2}mv^2$, m es costante e igual al caudal medio del rio, relativamente bastante débil, es necesario que $\frac{1}{2}v^2$ i por consiguiente v sea mui grande, lo que solo puede obtenerse, como lo veremos en el capítulo IV, estrechando la seccion entre límites que no permiten la navegacion; tanto mas cuanto que con esta velocidad resultaria de la composicion de estos dos movimientos un enorme escarceo i una corriente mui violenta en el sentido MN, que propenderia a echar los buques de vela a la costa. En otros términos: la corriente del rio, a ménos de un estrechamiento incompatible con las necesidades de la navegacion, no tiene bastante poder para arrastrar los depósitos en el centro de accion de la corriente BC. Sin embargo, esto seria lo necesario para arribar al resultado buscado. Este poder del rio es, por lo demas manifiesto, si se piensa en que la corriente marítima, pasando por AD, tiene como 75^{ms} de ancho por 5^{ms} de profundidad en baja-mar; que está animada de una velocidad bastante grande, i que, sobre todo, estando sometido a la accion de los vientos i del *sifoneo* (5) de las olas de la pleamar, forma ella misma olas sumamente poderosas que le impiden dejarse penetrar por las aguas del rio. Puédese, con efecto, observar en casi todos los tiempos una línea de demarcacion mui sensi-

(5) Movimiento curvilíneo que poseen las olas, análogo al que sigue un líquido en un sifon.

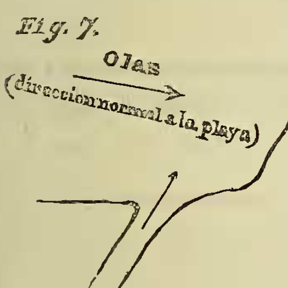
N. del T.

ble que se traduce por un esfuerzo rompiente sobre el sillar de la barra. La corriente marítima atraviesa, pues, el rio sin mezcla posible, por la violencia del choque directo.

En lo que acabamos de decir, hemos hecho abstracion de la direccion de las olas, i hemos supuesto, tácitamente, que era posible guiarlas en un sentido normal a la corriente del rio.



La ineficacia del procedimiento es mucho mas evidente todavía si observamos que la direccion del movimiento de las olas hace, con la corriente del rio, un ángulo de 150° 30' (fig. 6), consecuencia de la direccion jeneral de la playa de Quivolgo. Es casi una oposicion directa que es imposible modificar. Siendó así, las consecuencias que hemos indicado mas arriba, adquieren mas fuerza aun i nos obligan a desechar este sistema como absolutamente inaplicable al puerto de Constitucion.



Es evidente que este método puede dar en ciertos casos exelentes resultados: por ejemplo, cuando a consecuencia de una disposicion especial de la playa, la direccion del movimiento de las olas es oblícua respecto de la corriente del rio i se dirije en el mismo sentido. (Fig. 7.)

Creemos que el hábil injeniero, cuyo procedimiento nos vemos en la precision de criticar, ha querido jeneralizar demasiado su método i no ha tomado en cuenta lo suficiente, en algunos de sus proyectos, la direccion jeneral de las olas; i este es uno de los elementos cuyo estudio es mas necesario.

EMPLEO DE LOS PROCEDIMIENTOS MECÁNICOS.

Si la barra se formara en un lugar abrigado, fácil seria mantener en ella un canal conveniente por medio de dra-

gas movidas por el vapor. Mas no sucede así: por su naturaleza misma constituye una rompiente sobre la cual es imposible mantener un flotador cualquiera.

Por consiguiente, sentaremos como principio jeneral, que por perfecta que sea una máquina escavadora, draga de baldes u otra, estando armada sobre un flotador, un casco de buque cualquiera que deba tomar colocacion sobre la barra, no prestará ningun servicio. El aparato estará constantemente espuesto a perderse con su personal i no habrá esperanza alguna de obtener el menor mejoramiento. Solo puede dragarse en aguas tranquilas o por lo ménos poco ajitadas.

Aun suponiendo que un tiempo escepcional permitiese principiar el dragaje del canal, éste seria terraplenado inmediatamente por los aluviones móviles que las olas impelen hácia el sillar de la barra.

CAPÍTULO III.

ESTUDIO DE LOS DIVERSOS PROYECTOS PRESENTADOS HASTA EL DIA PARA EL MEJORAMIENTO DEE PUERTO DE CONSTITUCION.

Vamos a pasar en revista los diversos proyectos que han sido presentados, o mas bien, las diversas ideas emitidas hasta el dia para el mejoramiento del puerto de Constitucion.

1.° AUMENTO DEL CAUDAL DEL RIO POR LA INTRODUCCION EN SU LECHO DE LOS RIOS ÑUBLE I LONTUÉ.

Este medio no resuelve el problema por completo, puesto que el caudal de estos rios, como el del Maule, están sujetos a una disminucion constante. Su empleo solo produciria un mejoramiento parcial i esencialmente temporáneo.

2.° EMPLEO DE UN MOLO AL N. CON BOTADORES PERPENDICULARES A SU DIRECCION (*Proyecto* 1854-55.)

Si se emplea este sistema, una parte de las arenas arrastradas se depositaria en los espacios formados por los botadores, por causa de la disminucion de velocidad debida al ensanche; pero estos espacios se llenarian poco a poco i quedaria el caso reducido al de un molo lonjitudinal simple.

Por otra parte, solo se apartaria así una parte de los aluviones del rio i no se ejerceria accion alguna sobre las arenas marítimas trasportadas por la corriente litoral, que constituyen uno de los principales alimentos de la barra.

Además, el intervalo entre la roca de Las Ventanas i la piedra de Los Lobos, permaneciendo abierto o siendo insuficiente el estrechamiento, de ningun modo quedarian modificadas las condiciones de la barra.

3.° LIMPIAS NATURALES POR MEDIO DE REPRESAS DE AGUA.

Este proyecto es absolutamente inaplicable al puerto de Constitucion. Exijiria esclusas i represas, obras exesivamente costosas i que solo producirian sobre la barra un efecto insignificante.

4.° MEJORAMIENTO DE LA BARRA POR EL EMPLEO DE DRAGAS O RASTRILLOS.

Estos procedimientos, como lo hemos dicho en el capítulo que precede, son absolutamente inaplicables, porque solo en aguas en reposo pueden trabajar los injenios mecánicos, por perfeccionados que sean.

5.° CONSTRUCCION DE UN DIQUE POR EL LADO NORTE., PARA DIRIJIR LA CORRIENTE HÁCIA LA PIEDRA DE LOS LOBOS.—CIERRO DEL INTERVALO COMPRENDIDO ENTRE ESTA ROCA I LAS VENTANAS, I CONSTRUCCION DE UN MALECON ENTRE LA POZA I LAS VENTANAS. (*Proyecto* de 1869.)

La idea emitida en este proyecto es exacta; solo falta

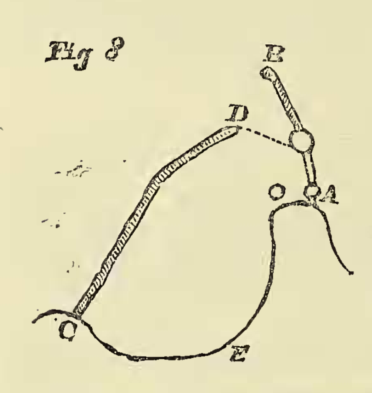
para completarla la anexion del molo N. (véase nuestro *Proyecto*, capítulo VI.)

En cuanto a los detalles de ejecucion, ninguno se ha indicado, así como de ninguno de los demas proyectos.

6.° CONSTRUCCION EN UN PUERTO EN LA CALETA.

Con la esperanza de evitar las dificultades de la barra, dificultades que hemos debido atacar de frente, como se verá despues, se ha emitido la idea de un puerto en la Caleta.

Este puerto deberia componerse de dos modos: uno AB que arranca de Las Ventanas, uniria este punto con la piedra Los Lobos i se prolongaria en la misma direccion hasta B.



El segundo molo CD, correria de SO. a NE. i el cabezo B deberia estar a tal distancia de A, que la abertura estuviese protejida contra los vientos del N. i del NNO.

1.° Si examinamos ahora la marcha de los aluviones a lo largo de la costa veremos que estos aluviones caminarian a lo largo del molo CD, i por causa de la espansion de la corriente en BD, se formaria un acervo que habria necesariamente que dragar.

El hecho del embancamiento de la caleta es notorio; lo habiamos deducido ya de la comparacion de nuestros planos con los del señor Leoncio Señoret. Hemos podido convencernos de este hecho por marcas de referencia que hemos hecho colocar en la orilla del mar. La parte CD es la que mas propende a embancarse: una de nuestras marcas que, en bajamar, se encontraba, en noviembre de 1875, sumerjida a 11 metros de la ribera, se halla en la actualidad en la arena a 17 metros dentro de la misma ribera, lo que da un movimiento de 28 metros. Cierto es que siendo esta playa abierta, un temporal del N. destrui-

ria en parte este banco de reciente formacion; pero esto no sucederia con un puerto cerrado i habria que dragar ineludiblemente. En cuanto a los molos, su lonjitud seria mucho mayor que en el proyecto que presentamos, i se apoyarian, por lo jeneral, en fondos mas bajos. Los gastos serian, pues, mucho mayores.

Hemos indicado en la lámina 3 un proyecto hipotético de puerto en la Caleta, permitiendo así comparar el trabajo que seria necesario ejecutar con el que proponemos. Hemos hecho asimismo un detalle estimativo de este proyecto (véase el Anexo).

2.° Los buques no estarian tan bien abrigados como en el rio, que les ofrece un espléndido fondeadero natural. La carga i descarga de las mercaderías se haria mas difícil por la fuerte marejada de afuera.

3.° Se trasladaria sin necesidad el centro del comercio, comprometiendo muchos intereses.

4.° Las mercaderías en tránsito, jeneralmente cereales, que todas bajan el rio Maule en lanchas, no podrian ser cargadas en los buques fondeados en el puerto de la Caleta sino despues de atravesar la barra, a ménos que se las trasportase a la Caleta por carretones o carretas; pero este método impondria nuevos gastos al comercio.

La comparacion nos ha conducido, pues, al puerto en el rio.

7.° EN FIN, SE HA EMITIDO LA IDEA DE UN CANAL QUE UNIERA EL RIO CON LA CALETA, ATRAVESANDO EL MORRO ARENOSO QUE UNE EL CERRO MUTRUN CON EL CERRO DE LA CENTINELA.

La sola inspeccion del local demuestra la impracticabilidad de este procedimiento. El canal estaria abierto por completo al viento reinante, i para que los buques pudieran embocarlo seria necesario construir en la caleta un puerto especial de abrigo. El canal, cuya construccion exijiria sumas considerables, solo alcanzaria a evitar el trasbordo a la Caleta.

Se ve, pues, que el fondo de este proyecto no es otro

que el precedente, i que por tanto, debe ser desechado.

CAPÍTULO IV.

ESTUDIO DEL RIO MAULE ENTRE LOS LÍMITES DE ACCION PRÁCTICA DE LAS MAREAS, BAJO EL PUNTO DE VISTA DE SU ACCION SOBRE LA BARRA.

Para conocer exactamente la influencia del empuje natural ejercido por el rio sobre los materiales de la barra en ciertas circunstancias determinadas, hemos calculado en la *memoria anexa* (núm. 15) la potencia viva del derrame en seis casos particulares, i hemos puesto al frente con las alturas de agua tomadas sobre la barra. En seguida hemos construido una curva (hoja 11) cuyas abscisas representan estas potencias vivas i cuyas ordenadas representan las alturas de agua sobre la barra. El exámen comparado de estas curvas i una simple interpolacion nos indican de un modo seguro la profundidad de agua sobre la barra que el empuje natural solo nos dará. Encontramos así, en la marea media, una profundidad h=3,6^{ms}. Mas allá de esta profundidad, deberemos dragar.

CAPÍTULO V.

APLICACION DE LOS PRINCIPIOS DEL CAPÍTULO PRIMERO AL PUERTO DE CONSTITUCION.

Adopcion del proyecto.

Despues de haber examinado los diversos medios propuestos por los que nos han precedido en este estudio, i haber demostrado la impracticabilidad de estos medios, o por lo ménos su ineficacia, vamos a estableeer nuestro proyecto conformándonos a las condiciones espresadas en el capítulo I.

Para proceder racionalmente, vamos a operar por síntesis constituyendo cada uno de los elementos de este proyecto segun las exijencias que debemos satisfacer.

Resulta de los hechos espuestos en el capítulo I, que si se rompe la ola por una obra defensiva, se forma un abrigo donde esparce el rio sus aluviones. Si ahora, por un estrechamiento bien calculado de la desembocadura de este rio, se llega a rechazar estos aluviones en el centro de accion de la corriente litoral, se habrá resuelto el problema en los límites de lo posible.

1.° CREACION DEL ABRIGO.

Estableciendo un tajamar entre la roca de Los Lobos i la tierra, se pone un impedimento a la accion directa de las olas que, en el estado actual, ofrecen gran resistencia al derrame de las aguas del rio.

Ejecutado este primer trabajo, se habria conseguido mejorar ya considerablemente la navegacion en la entrada del rio Maule. Los buques de vela, luego despues de doblar la punta de Los Lobos, encontrarian un mar tranquilo que les permitiria tomar el canal con facilidad.

2.° ESTRECHAMIENTO DEL CANAL I CANALIZACION.

Hemos aducido en el capítulo II las razones que nos hacen rechazar el sistema de estrechamiento del canal por medio de dos molos cuyos cabezos estuvieran sobre una misma perpendicular a su direccion (precedimiento de los molos iguales). Ademas hemos hecho notar la inutilidad (bajo el punto de vista del derrame i de la sirga) de los molos con claros o estacadas; quédanos ahora que examinar el sistema de los molos desiguales, que he adoptado.

Si el molo S. sobrepasa al del N., de cierta lonjitud, que fijaremos mas adelante, sucederá exactamente lo que sucede en menores proporciones en la desembocadura del rio Lebu i en la del rio Vichuquen. El rio desembocará en un mar tanto mas tranquilo, cuanto que hemos

cerrado el intervalo AB, i bajo la influencia de su propia corriente rechazará los aluviones lo suficiente (esto depende del estrechamiento) para que los alcance la corriente litoral i los acarree hácia el N. Esta desigualdad de los molos será, por lo demas, de numa utilidad bajo el punto de vista marítimo, pues se habrá formado así un ante-puerto en que los buques, doblando el cabezo del molo S., encontrarán una dársena abrigada para disminuir su velocidad, i podrán entrar así al rio bajo mejores condiciones. Si errasen la entrada, podrian maniobrar de modo que evitaran el banco de Quivolgo i el cabezo del molo N., i esta es todavía una gran ventaja que presenta este sistema sobre el de los molos iguales. Se facilitará mucho las operaciones de entrada de los buques por medio de boyas fondeadas en el ante-puerto.

DETERMINACION DEL ANCHO DEL CANAL.

Para determinar el ancho del canal en cuestion, nos hemos impuesto como condicion no sobrepasar una velocidad de 4 millas por hora en el momento de la vaciante. Esta cifra de 4 millas es ya bastante crecida; pero es todavía compatible con las necesidades de la navegacion.

El cálculo efectuado en el Anexo núm. 4 nos da para el ancho del canal 210 metros.

En estas condiciones es cierto que en el momento de las creces estraordinarias, la velocidad sobrepujará 4 millas por hora; pero como este caso es absolutamente escepcional, no debemos tomarlo en cuenta.

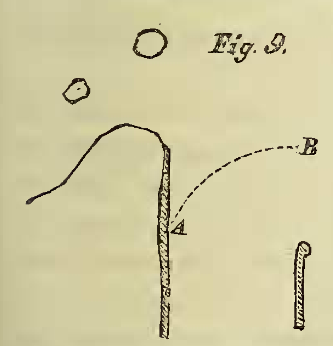
Para conocer la resultante de las dos acciones del rio i del mar, i por consiguiente la marcha de los aluviones acarreados por las dos corrientes, hemos indicado en un cuadro gráfico (hojas 2 i 3) diversas direcciones i magnitudes de la velocidad resultante, habiendo sido ésta calculada por el procedimiento indicado en el Anexo núm. 4.

Este cuadro gráfico hace ver que las curvas descritas por las moléculas líquidas i aluviones en la desembocadura del rio, son arcos hiperbólicos, i que el rio jira por

completo al rededor del cabezo del molo N., lo que no sucedia en el caso de dos molos iguales.

El ancho de la parte canalizada (210 metros) ha sido fijado tomando en cuenta el caudal del rio; pero como por causa de las exijencias de la agricultura, cada dia mayores, este caudal irá disminuyendo constantemente, puede que en un porvenir limitado la corriente sea insuficiente para repeler hácia fuera la mayor parte de los aluviones arrastrados. Pero se sabe que, aparte de lo demas, el volúmen de los materiales trasportados por una corriente es proporcional al poder de esta corriente.

A medida, pues, que disminuya el caudal del rio, los depósitos irán siendo ménos considerables i se reunirán fácilmente en las partes ensanchadas, que serán mas i mas numerosas i cuyas superficies aumentarán constantemente. Se presentarán, pues, pocos aluviones fluviátiles en la desembocadura, i como la corriente del rio será lenta, la accion del mar se hará sentir hasta AB, en donde desaparecerá su fuerza (fig. 9.)



En AB se depositarán, pues, los pocos aluviones arrastrados, que será necesario dragar de tiempo en tiempo.

Si consideramos ahora el límite estremo de este estado de cosas, es decir, el caso en que el derrame del rio fuera casi nulo, no habría ya aluviones arrastrados i tendríamos un *puerto de mar en rio.* Se deberá entónces dragar las arenas marítimas que se depositaren a la entrada del puerto.

Así como lo hemos dicho anteriormente, no hemos dado menor ancho a la parte canalizada, porque el estrechamiento está en razon inversa de las condiciones de una buena navegacion, i todo debemos sacrificarlo al elemento marítimo. Por otra parte, como el caudal del rio disminuye constantemente, era difícil fijar *a priori* el ancho que tendrá el canal en tiempo lejano.

Un ancho menor habria producido, en verdad, un em-

puje mas enérjico que el que hemos tomado en cuenta; pero jamás habria sido suficiente para escluir todo empleo de la draga.

Ademas una canalizacion mas estrecha tendria por efecto restrinjir demasiado el puerto de Constitucion i limitar tambien demasiado su porvenir.

La conservacion del puerto exijirá, como lo hemos dicho, dragueados periódicos que serán relativamente de poca importancia, i sobre todo deberán efectuarse en la época de las aguas mínimas del rio, despues de una serie de vientos violentos del S.

Nos estimamos mui felices de poder luchar victoriosamente, i sin ocasionar gastos exesivos, contra la accion sin cesar renovada de la naturaleaz.

CAPÍTULO VI.

DESCRIPCION DE LAS OBRAS PROYECTADAS.

Segun los resultados del capítulo V, nuestro proyecto comprende la construccion:

1.° De un molo o quiebra-olas denominado *molo del sur*, que arrancando de la roca Las Ventanas, una esta roca con la piedra de Los Lobos. Su lonjitud es de $67^{m} + 70^{m} = 137^{m}$.

2.° De un molo llamado *molo del norte*, de una lonjitud total de 340 metros.

3.° De una línea de *malecon de canalizacion* entre Las *Ventanas* i el estremo actual del muelle de piedras secas de la Poza: lonjitud, 700 metros.

4.° Por fin, para fijar la corriente a las aguas bajas i a las aguas medias del rio, hemos proyectado un *dique sumerjido en pleamar* que, partiendo del muelle actual de Quivolgo, se prolongue por una lonjitud total de 354 metros.

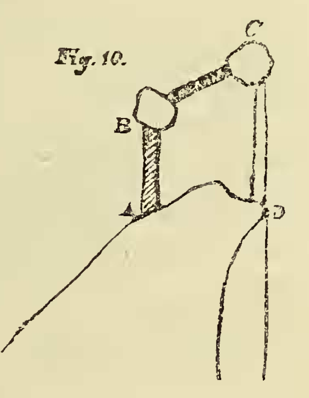
3.° Para el perfeccionamiento del trabajo, vamos a indicar una obra que seria bueno, aunque no indispensable

ejecutar: queremos hablar de la desviacion del *Estero de los molinos.*

En efecto, este estero trae al rio en tiempo de lluvias, cierta cantidad de aluviones que, a la larga, han formado el banco del estero. Este banco se estiende constantemente, i ha reducido ya notablemente el surjidero de los buques frente a Constitucion. Se remediará radicalmente este mal llevando las aguas del estero a la playa de la Caleta i abriendo una cortada por el morro arenoso que separa el cerro *Mutrun* del cerro la *Centinela.*

1.° *Molo Sur* (hoja 4.)

El molo S. se compone de dos partes AB i BC: la primera une la tierra con la roca B, i la segunda, de 67^{m} de lonjitud, une la roca B con la piedra los Lobos.



CD forma parte del muelle de canalizacion i solo tiene las dimensiones trasversales propias para este objeto.

Parecia natural construir en CD el rompe-olas ABC, de modo que se ahorrara la obra CD.

La casi imposibilidad material de ejecucion del molo en CD, sin abrigo previo, nos ha obligado a operar como lo hemos hecho, porque en BC principia la rompiente. El trabajo, aunque difícil, es ahí posible, miéntras que en CD se encuentra un mar constantemente ajitado donde no se habria podido trabajar sino con una considerable pérdida de materiales. Además, muchos de estos materiales habrian sido arrojados al lecho del rio, al cual habrian entrabado.

El trabajo entre estas rocas es realmente la obra difícil del puerto; mui pocos casos semejantes se presentan en los puertos europeos que hemos estudiado.

Estamos persuadidos de llegar a conseguir nuestro objeto, perdiendo evidentemente cierta cantidad de materiales que el mar arrastrará; pero nos será necesario em-

plear todos los grandes medios puestos por la ciencia a disposicion del injeniero.

Las operaciones deberán hacerse con suma lijereza, aprovechando los tiempos mas favorables, pues un mar fuerte si sorprendiera el trabajo ántes que estuviera bien consolidado, podria llevárselo todo i obligar a principiarlo de nuevo.

El rompe-olas ABC (véase hoja 4) lo constituye un macizo de enrocado con piedras perdidas, revestido por el lado de afuera ppr una capa de bloques artificiales con mortero de cimento. Su coronamiento está a 3 metros sobre el cero del mareógrafo. El talud esterior del enrocado mide 2 metros de base por 1 de altura; el interior $1\frac{1}{2}$ de altura. Forma este enrocado un núcleo de morrillos i destrozos de cantera, cubierto con bloques naturales de mayores dimensiones. Hemos establecido en el capítulo VII una clasificacion metódica de estas diversas categorías de enrocados. Los bloques artificiales son de diversas dimensiones, segun el esfuerzo a que deben resistir: los mayores de 4^m50 de largo, 2 de ancho i 2 de altura. Su volúmen es de 18 metros cúbicos i su peso medio como de 42 toneladas.

2.° *Molo Norte* (hoja 4.)

El perfil esterior del molo N. es absolutamente semejante al del molo S., en toda la parte de este molo espuesto a la accion directa del mar, es decir, por un largo de 250 metros. En cuanto al perfil interior, lo forma una base de enrocado sobre la cual descansan bloques artificiales de $3^m50 \times 2^m00 \times 1^m50$.

Constituye los 90 metros restantes un simple núcleo de escollera. La altura de este molo como la del molo S., es de 3^m sobre el cero del mareógrafo. Su coronamiento es de albañilería con mortero de cal hidráulica, i termina su estremo N. un cabezo sobre el que hemos indicado un fanal o luz de puerto.

3.° *Línea de muelle de canalizacion.*

El muelle de canalizacion mide una lonjitud total de 700 metros. Sobre una base de enrocados descansan bloques artificiales semejantes a los del muelle N. El coronamiento es de albañilería con mortero de cal hidráulica, i se eleva 3 metros sobre el cero del mareógrafo.

4.° *Dique sumerjible en pleamar.*

El dique sumerjible en el rio se compone de un macizo de enrocados con coronamientos de albañilería de morrillos en bruto. El nivel de este coronamiento es el de las aguas médias.

Se notará que entre este dique i el estremo del molo N., hemos dejado subsistir un intervalo de 400 metros, con el objeto siguiente:

En el estado actual del rio, la parte ensanchada de Quivolgo sirve de depósito para los aluviones i guijarros menudos que han sido traidos hasta allí por la corriente en las grandes creces.

Dejando subsistir este ensanche, llenará el mismo objeto en lo futuro i tendremos en la entrada del puerto el mínimum posible de materiales arrastrados.

Para no poner exesivas dificultades al derrame de las aguas, en tiempo de creces, hemos proyectado este dique *sumerjible.* De este modo, el agua del rio no podrá pasar en parte por detras del molo N. sino en el momento de las grandes creces, en cuya época desaperece el banco de Quivolgo para volverse a formar en época de aguas normales por la accion de la contra-corriente.

CAPÍTULO VII.

ELECCION DE LOS MATERIALES PARA LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS.—ESTABILIDAD DE LAS OBRAS.—1.° ENROCADO I MORRILLOS PARA ALBAÑILERÍAS.

La rocas de formacion granítica que constituyen la

costa en las cercanías de la embocadura del rio Maule, nos suministran exelentes materiales de construccion.

Escojeremos los bloques naturales que, al salir de la cantera, presenten las aristas mas netas i el aspecto mas compacto, sin grieta ninguna, para la confeccion de las albañilerías i de los bloques artificiales. Será necesario tomarlos a cierta profundidad en el cerro, pues las partes espuestas a las intemperies han sufrido ya una primera descomposicion.

Estas piedras tendrán un costo algo subido, pero constituirán exelentes materiales.

En cuanto a los bloques agrietados, encontrarán su empleo en los macizos de enrocados i en los terraplenes.

Para la ejecucion de los trabajos, dividiremos nuestros enrocados en tres categorías, revistiendo un núcleo de bolones o escombros de cantera.

Siendo el peso de la piedra por emplear de 2700 quilógramos el metro cúbico, hemos establecido nuestras categorías como sigue:

Morrillos de....................	5	a	100	quilógramos
Bloques de 1.ª categoría de	100	a	1500	»
« 2.ª «.........	1500	a	4000	»
« 3.ª « pasan de			4000	»

La proporcion en que deberán estraerse de las canteras los volúmenes respectivos de estas categorías de enrocado, tomando en consideracion lo agrietado de las rocas por atacar, será mas o menos:

Morrillos...	$\frac{3}{10}$
Bloques 1.ª categoría..........................	$\frac{3}{10}$
» 2.ª »	$\frac{2}{10}$
« 3.ª »	$\frac{2}{10}$

La proporcion $\frac{2}{10}$ para los bloques de la 3.ª categoría parecerá algo débil, sobre todo si se toma en cuenta que pensamos operar por polvorasos, empleando el cartucho solo para quebrar los bloques demasiado pesados para que se puedan manejar. Esta cifra $\frac{2}{10}$ toma en cuenta el

estado agrietado, que es el de todas las rocas que deberemos esplotar.

Estas hendiduras reducen a 3 metros cúbicos el volúmen de roca obtenida por cada quilógramo de pólvora ordinaria de mina.

En Esmirna hemos obtenido, en rocas algo mas compactas, $3\frac{1}{2}$ metros cúbicos por quilógramo de pólvora, i en las cloritas arcillosas solo $2\frac{1}{2}$ metros cúbicos.

Estos números se refieren a un conjunto de 12 polvorazos principales, cuya carga variaba para cada una entre 4500 i 7000 quilógramos.

ESTABILIDAD DE LAS OLAS.

Cálculos de sus dimensiones trasversales.

Las obras que hemos proyectado deberán resistir al ataque de las olas; ademas, los bloques artificiales de proteccion deberán encontrarse aisladamente en estado de equilibrio estable.

Indicaremos en la *memoria anexa* los cálculos que hemos efectuado para obtener las dimensiones trasversales de las obras. (Anexo núm. 6.)

CAPÍTULO VIII.

MARCHA QUE DEBE SEGUIRSE EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS.

1.° *Molo Sur.*

Para ejecutar el molo S. (véase hoja 8), se principiará por formar un núcleo con rocas de 3.ª categoría, i se revestirán estos enrocados con bloques artificiales de proteccion. Este es el *primer período*. El *segundo período* comprenderá la formacion de una parte del macizo de enrocados de 1.ª i 2.ª categorías, con revestimientos de bloques naturales de 3.ª categoría i bloques artificiales.

Tercer período.—Terminacion del enrocado de 1.ª i 2.ª categorías.

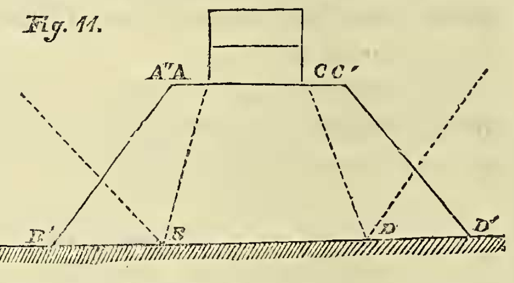
Cuarto período.—Conclusion de la obra con enrocados de 3.ª categoría i bloques artificiales.

Se dividirá la obra por ejecutar en tres partes, i se procederá de modo que una de estas partes esté en su tercer período de ejecucion, miéntras que la segunda parte está en el 2.º período i la 3.º parte en su primer período.

2.º *Molo Norte.*

Como el molo N. está situado en fondos fangosos sumamente escavables, es de absoluta necesidad asentar la fundacion de enrocados en el terreno resistente. Para esto se deberá principiar por dragar la parte de arena fangosa correspondiente a la parte útil del enrocado.

Espresamos a continuacion lo que entendemos por parte útil del enrocado. Sea (fig. 11) el perfil del muelle correspondiente a una seccion del molo N. El talud, de $1\frac{1}{2}$ de base, por 1 de altura (A'B', C' D'), es artificial; los enrocados se mantienen bajo un ángulo mucho mas pronunciado representado por AB i CD.



La presion de los bloques i de la albañilería superior se ejerce, pues, en realidad sobre la base BD solamente i no sobre B'D'. Basta, por consiguiente, dragar de modo que se obtenga sobre el terreno resistente la base BD.

En cuanto a las porciones de enrocado AA' BB' CC' DD', solo sirven de proteccion al macizo, aumentan la seguridad i se oponen a la erosion de las aguas sobre este macizo.

Efectuado que sea el dragaje, se ejecutará la obra así como lo indica la hoja 8, procediendo por períodos bien determinados.

3.° *Muelle de la Poza.*

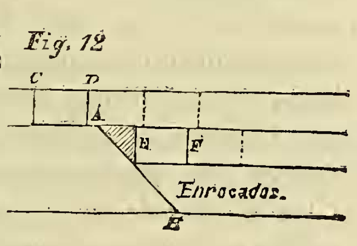
Para el muelle de la Poza se principiará por asentar la fundacion de los bloques artificiales en el terreno resistente, como se acaba de dicir para el molo N.; se asentarán en seguida de los bloques artificiales i se ejecutarán las mazonerías superiores. Detras de las mazonerías i de los bloques se arrojarán enrocados de 1.ª categoría, morrillos i escombros de cantera (hoja 8), ejecuntando en seguida el terraplen con productos de los dragajes i, en jeneral, con todos los materiales que no hayan encontrado colocacion en el cuerpo de los molos.

4.° *Dique sumerjible en el rio.*

Este dique se encontrará sobre un terreno resistente, formado de guijarros i de gravas aglutinadas. Lo hemos proyectado de enrocados con coronamiento de mazoneria, con mortero de cal hidráulica. Su ejecucion no exijirá ningun dragaje.

PASAJE DE UN PERFIL DE UN BLOQUE A UN PERFIL DE DOS BLOQUES; DE UN PERFIL DE DOS BLOQUES A UNO DE TRES, ETC.

Para pasar de un perfil de 1 bloque a uno de dos bloques (fig. 12), se detendrá el enrocado en AB i se colocará el bloque CD, i los bloques tales como EF (en la 1.ª hilada inferior). Se llenará en seguida con enrocados el vacío triangular que existe entre el talud AB i el bloque EF, colocando despues la hilada superior de bloques.



Se cuidará de tomar medidas para cruzar todos los puntos. De igual modo se procederá para pasar de un perfil de 2 bloques a uno de 3, etc.

CAPÍTULO IX.

ÓRDEN QUE DEBE SEGUIRSE EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS.—DURACION DE LA EJECUCION.

Todos los trabajos que hemos proyectado no son igualmente importantes bajo el punto de vista de su eficacia.

Los clasificaremos como sigue:

1.° Cierro del intervalo comprendido entre la piedra de los Lobos i la tierra, para abrigar el puerto; dragajes preliminares;.

2.° Construccion del muelle de la Poza.

3.° Ejecucion del molo N., necesario para la canalizacion del rio; dragajes complementarios.

4.° Construccion del dique sumerjido en pleamar.

5.° Perfeccionamiento del puerto; muelle de embarque a lo largo de la ciudad.

El cierro del intervalo comprendido entre la piedra de los Lobos i la tierra, es de capital importancia, i anexándole la construccion del muelle de la Poza, se habrá mejorado ya notablemente el puerto de Constitucion. Aunque el proyecto en que nos hemos detenido i que está marcado por líneas seguidas en el plano jeneral, *sea completo bajo el punto de vista del resultado que se persigue*, se puede perfeccionarlo todavía, sobre todo bajo el punto de vista de la facilidad de la entrada, prolongando los molos. Hemos indicado dos mejoramientos sucesivos, comprendiendo el primero una simple prolongacion del molo N. de 100 metros, el segundo una prolongacion del molo S. de otros 100 metros, así como la creacion de un molo S. de 100 metros de largo, partiendo de la roca de los Lobos. Estas prolongaciones tambien tienen por efecto reducir al mínimum posible los dragajes por efectuar.

La duracion de los trabajos para el proyecto que presentamos, será de 6 años. El 1er año deberá emplearse casi por completo en la instalacion de los astilleros de construccion.

CAPÍTULO X.

RESÚMEN DE LAS DIMENSIONES MÉTRICAS DE LAS OBRAS SEGUN PERFILES.

1.° *Molo Sur.*

		Metros.
Anexo, núm. 8.	Enrocados, 1.ª categoría...	3.300,150
	Id. 2.ª Id......	2.200,100
Enrocados, 3.ª categoría...........................		7.885,000
Bloques artificiales con cimento...............		8.521,500
Mazonería con mortero de cimiento...........		161,200

2.° *Molo Norte.*

L=403.m

Dragaje de las fundaciones......................	34.609,410
Bloques naturales (enrocados), 1.ª categoría.	19.998,888
Enrocados, 2.ª categoría..........................	13.332,592
Id. 3.ª Id	24.765,210
Bloques artificiales con mortero de cal hidráulica (de piedras perdidas)...............	41.062,500
Bloques artificiales con mortero de cal hidráulica para muro de muelle...............	6.919,500
Mazonería con mortero de cal hidráulica...	2.054,500

3.° *Muelle de canalizacion.*—(Llamado de la Poza).

Dragaje de las fundaciones (sujecion)......	85.795,000
Enrocados de 1.ª categoría.........................	37.673,544
Id. 2.ª Id...........................	25.115,696
Id. 3.ª Id...........................	18.122,370
Bloques artificiales con mortero de cal hidráulica del Theil..................................	4.445,500
Mazonería con mortero de cal hidráulica....	4.042,500
Terraplen formado con escombros de cantera i productos de dragaje......................	68.301,700

4.° *Dique sumerjible.*

Enrocados de 1.ª categoría.........................	12.093,120
Id. 2.ª Id...........................	8.062,080

Mazonería de mortero de cal hidráulica......	1.814,250

5.° *Dragajes.*

Dragajes de regularizacion del puerto.........	217.000,000

CAPÍTULO XI.

RSÚMEN JENERAL O SERIE DE PRECIOS.

1. Un metro cúbico de morrillos escojidos, para mazonería	$	1	10
2. Un metro cúbico de morrillos sumerjidos, para enrocados..............................	«	1	58
3. Un metro cúbico de enrocados de 1.ª categoría, sumerjidos..........................	«	2	00
4. Un metro cúbico de enrocados de 2.ª categoría, sumerjidos..........................	«	2	56
5. Un metro cúbico de enrocados de 3.ª categoría, sumerjidos..........................	«	3	10
6. Un metro cúbico de arena..................	«	0	50
7. Una tonelada de cal hidráulica cernida..	«	24	67
8. Una tonelada de cimento en barriles......	«	42	89
9. Un metro cúbico de mortero de cal hidráulica..	«	9	55
10. Un metro cúbico de mazonería de bloques artificiales (no sumerjidos), con mortero de cal hidráulica..........................	«	5	91
11. Un metro cúbico de mazonería hidráulica, afectuada directamente en el mar....	«	7	38
12. Un metro cúbico de mortero de cimento..	«	19	91
13. Un metro cúbico de mazonería de bloques artificiales (no sumerjidos), con mortero de cimento..................................	«	10	26
14. Un metro cúbico de mazonería con mortero de cimento, efectuada directamente en el mar..	«	12	82

15. Un metro cúbico de bloque artificial con mortero de cal hidráulica del Theil, sumerjido:			
1.° Entre las Ventanas i los Lobos........	«	9	11
2.° Para los otros trabajos..................	«	8	01
16. Un metro cúbico de bloque artificial con mortero de cimento, sumerjido:			
1.° Entre las Ventanas i los Lobos........	«	13	45
2.° Para los otras trabajos....................	«	12	76
17. Un metro cúbico de productos dragados (fundacion de las obras).....................	«	0	40
18. Un metro cúbico de productos dragados en grandes masas..............................	«	0	36
19. Un metro cúbico de terraplen formado con escombros de cantera i productos de dragaje	«	0	60

CAPÍTULO XII.

PRESUPUESTO DE COSTOS.

(Véase el detalle, Anexo núm. 9.)

Para formar nuestro presupuesto, hemos principiado, como ha podido verse en el capítulo XI, por establecer nuestra serie de precios en sus mas minuciosos detalles. Esto nos ha sido fácil para los cimentos, cal hidráulica i otros materiales que seria necesario traer de Europa. En cuanto a los materiales del país, hemos basado nuestras estimaciones sobre los informes que hemos conseguido i sobre nuestras propias observaciones.

Habiendo calculado con suma exactitud todos los volúmenes conforme a los planos anexos, aplicándoles el precio de la serie, hemos obtenido el valor *aparente* de las obras. Decimos aparente, porque en los trabajos hidráulicos no sucede como en los trabajos en tierra, cuya forma nada viene a modificar. En los trabajos marítimos sucede a cada momento que, despues de haber empleado

los materiales, segun perfiles indicados en los dibujos, los obras distan mucho de alcanzar la altura que debieran tener, sea porque el mar ha arrastrado una parte, a veces del todo, sea porque el fondo, no pudiendo soportar el peso de las obras, esperimenta un hundimiento que es a veces mui considerable i que no pueden hacer prever sino con aproximacion las sondajes más perfectos.

Para citar solo algunos ejemplos, principiaremos por decir lo que a nosotros mismos no sucedió cuando dirijiamos como injeniero los trabajos del puerto de Esmirna. Uno de los molos comprimió el fondo de 6 metros en una lonjitud de 280 metros, i este hundamiento, previsto en vista de los minuciosos sondajes efectuados, aumentó en 60% la cubicacion que habria dado el cálculo segun los perfiles. En el puerto de Trieste, los injenieros austriacos vieron su rompe-olas hundirse 14 metros. Hemos podido comprobar hechos análogos en los puertos de Kustendjé i de Poti (6), en el Mar Negro. I en Suez, una lonjitud de obra de 200 metros desapareció de un golpe por el hundimiento del suelo. En vista de estos hechos, que se repiten con mas o ménos frecuencia en los terrenos de aluvion, los injenieros hidráulicos cuentan a veces con un volúmen real doble de aquel que dan los perfiles.

Para Constitucion, a pesar de ser necesario construir sobre arenas acarreadas, los minuciosos sondajes que hemos ejecutado i los medios de fundacion a la draga que indicamos, nos permiten esperar que los aplastamientos no serán tan considerables como en los casos arriba citados, i hemos creído poder prudentemente contentarnos con un aumento tan solo de 35% para el muelle de la Poza, el molo N. i el dique sumerjible.

Haremos notar que hai un punto entre las rocas respecto del cual todo cálculo es imposible, porque el mar se encajona allí en casi todas las estaciones, con tal impetuosidad, que este trabajo será realmente de difícil ejecucion i muchos materiales serán perdidos.

---

(6) Puertos ejecutados por los ingleses.

Para esta parte (molo S.), creemos deber presuponer un aumento de 50% sobre la cubicacion aparente.

A pesar de lo incierto de los trabajos de este jénero, tenemos la íntima conviccion de que el Gobierno no se verá obligado, como frecuentemente sucede, a conceder sumas complementarias para concluir trabajos principiados en vista de presupuestos inferiores al valor real de las obras.

Para no introducir confusion en el detalle estimativo que sigue, solo hemos indicado los resultados de los cálculos, dando en el Anexo todos los detalles.

PRESUPUESTO DE COSTOS.

(Anexo, núm. 9.)

1.° Molo S.	$	230,309 92
2.° Molo N.	«	788,464 92
3.° Muelle de canalizacion	«	457,702 90
4.° Dique sumerjible	«	79,247 27
5.° Dragajes	«	78,120 00
		1.633,845 01
6.° Luz de puerto, casa del guardian, argollones de amarra, etc., i suma para gastos imprevistos	«	46,154 99
		1.680,000 00
7.° Material náutico (sin comprender la draga i sus accesorios)	«	100,000 00
Interes al 8% de una suma de $ 100,000 adelantado durante la duracion total de los trabajos (6 años)	«	48,000 00
Interes al 8% del capital en accion si la obra se hace por cuenta fiscal, a beneficio del empresario si la obra se hace por contrato	«	134,400 00
Valor total de los trabajos	«	1.962,400 00

CONCLUSIONES JENERALES.

El proyecto que presentamos a la aprobacion del Gobierno, cuyo monto asciende a la suma de 1.962,400 pesos, resuelve por completo el problema que se nos ha planteado, puesto que su ejecucion hará de Constitucion un buen puerto de comercio; i si hemos indicado dos mejoramientos sucesivos, debemos apresurarnos a decir que de ningun modo son indispensables i que solo tienen por objeto facilitar mas todavia la entrada del puerto en caso en que su desarrollo sobrepasara las previsiones, i reducir al mínimum posible los dragajes de conservacion.

Mas aun, las obras cuyo monto total asciende a 1.962,400 pesos, no tienen, bajo el punto de vista de su accion sobre la barra, una influencia proporcional a los gastos que demandaria su ejecucion; i reasumiendo lo que hemos desarrollado en el curso de esta memoria, podemos asegurar que se obtendrá un *gran mejoramiento del puerto* construyendo solamente el molo S., el muelle que une la Poza con la piedra los Lobos i efectuando algunos dragajes.

TRABAJOS PRODUCIENDO UN MEJORAMIENTO RELATIVO.

Precio de costo.

El molo S., cuesta	$	230,309 92
El muelle de la Poza	«	457,702 90
I los dragajes avaluados en	«	78,120 00
Si agregamos para material náutico (sin comprender la draga i sus accesorios)	«	100,000 00
I para los diversos servicios de interes al 8°/.	«	100,000 00
Obtendremos este gran mejoramiento por el precio de	$	966,132 12

Indicamos en el cuadro sinóptico que sigue, la conclusion jeneral de nuestro trabajo.

PROYECTOS.		COSTO DE LOS TRABAJOS.	DURACION DE LOS TRABAJOS.
1.er Proyecto.	Mejorando mucho el puerto, sin resolver, sin embargo, el problema por completo. (Ejecucion del molo S., del muelle de la Poza i del dragaje)......	996,132 82	4 años.
2.° id.	Completo, resolviendo el problema bajo todos los puntos de vista	1.962,400 00	6 id.
3.er id.	Con 1.er mejoramiento no indispensable (bajo el punto de vista de la entrada del puerto i de la disminucion de los dragajes)	2.246,653 34	7 id.
4.° id.	Con 2.° mejoramiento no indispensable (bajo el punto de vista de la entrada del puerto i de la disminucion de los dragajes)	2.986,653 34	8 id.

La presente Memoria técnica es formada i presentada por el Injeniero hidráulico que suscribe.—(Firmado.)—A. Lévéque —Contistitucion, junio de 1876.

ANEXO A LA MEMORIA TÉCNICA.

DESARROLLOS TEÓRICOS I CÁLCULOS DIVERSOS.

NÚM. 1.

Las olas que no rompen solo están animadas de un movimiento oscilante; las que rompen poseen un movimiento en el sentido horizontal.

Consideremos en primer lugar la onda solitaria que se forma bajo la influencia de las acciones combinadas de la luna i del sol.

Esta honda, A B C (fig. 1) ejerce sobre la seccion DE una presion espresada por su altura, i esta presion se trasmite a las rebanadas vecinas. Para satisfacer a las necesidades del equilibrio, la ola FGH deberá, pues, elevarse en la misma cantidad que ABC, pero no habrá movimiento de ABC hácia FGH.

Fig. 1.

Es un verdadero sifoneo. No se podria comparar mejor el movimiento del sector ABCM que al que tiene una espiga de trigo batida por el viento.

Existe, pues, una simple oscilacion i no una marcha hácia adelante. La observacion confirma por completo esta asercion.

Ahora, si una ola oscilante, como se acaba de decir, encuentra en su base un obstáculo, una playa, por ejemplo, la parte inferior del sector ACM sufre un choque que detiene su movimiento; pero en virtud de la inercia, la parte superior continúa su oscilacion. Vése entónces

despuntarse la ola i romper. Animada con una velocidad debida a la altura de la caída total, se estiende sobre la playa formando espuma. En este punto está tambien de acuerdo la teoría i la esperiencia.

NUM. 2.

El movimiento de las olas es siempre perpendicular a la direccion de la costa, es decir, aquellas se ajustan a la forma de ésta.

Aunque este hecho resulte de la observacion, puede tambien demostrársele *a priori*. En efecto, sea AB (fig. 2.) una ola cuyo movimiento ondulatorio se trasmite sucesivamente hasta la costa CDE. A partir de cierta profundidad, variable segun los casos, no hai movimiento sensible.

Fig. 2.

Sea KL la altura de la parte móvil (fig. 3.) La ola AB (fig. 2) encontrando el fondo FGH correspondiente a la altura KL, A vendrá a romper en F; A' romperá en F'; A'' en F'', etc.....(1.ª observacion). F F' F'' CH será, pues, la línea de la rompiente, es decir, la direccion de la ola al llegar a la costa.

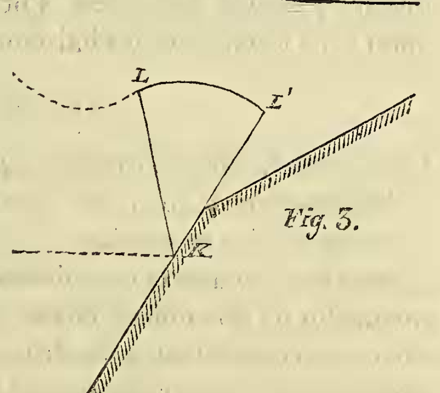


Fig. 3.

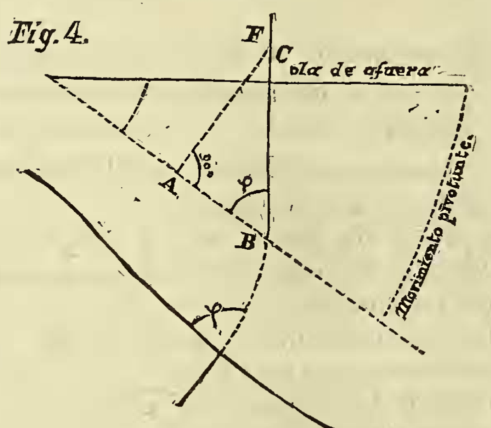
Así, para pasar de la posicion AB a la posicion FGH, la ola habrá jirado al rededor del punto A; i como este punto posee un movimiento propio rectilíneo, así como lo hemos demostrado anteriormente, cada punto de la ola AB habrá descrito un arco de cicloide.

Por consiguiente, *cualquiera que sea la direccion de la ola mar afuera, jira siempre de modo que se ajusta a la*

forma de la costa, i su accion es normal a esta costa.

Esta simple observacion basta para anular la teoría de cierto número de injenieros que pretenden que las arenas suspendidas por la accion constante de las olas sobre la costa, *son acarreadas lonjitudinalmente por estas mismas olas.* Porque espresando por F (fig. 4.) el trabajo de traste efectuado en un tiempo dado en el sentido de la costa, tiene por valor F×AB, o como AB=BC cos φ

$$F = BC \cos \varphi \ldots (\alpha)$$



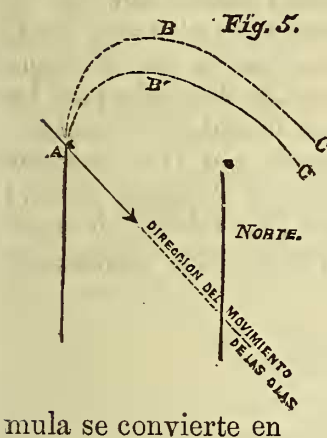
Pero segun la teoría precedentemente espuesta, habiendo jirado la ola desde la primera vez que rompió, es decir, desde que está animada de un movimiento horizontal, el ángulo $\varphi = 90°$ i $\cos \varphi = 0$. Por consiguiente, la espresion (α) es igual a 0 i no hai movimiento lonjitudinal.

NÚM. 3,

En el caso en que se empleara para la canalizacion de la desembocadura dos molos iguales, la barra volveria a formarse algo mas lejos.

Sea (fig. 5) un rio cuya desembocadura está canalizada por medio de dos molos cuyos cabezos están sobre una misma perpendicular a su direccion. Siempre que la potencia viva de la corriente sea la mayor, el derrame hácia adelante será mui pronunciado i la vena fluida esterior caminará en la direccion de la curva ABC. Demostraremos posteriormente, de un modo jeneral, que esta curva es un arco de hipérbola.

Por motivo de lo pronunciado del recodo, hai una gran pérdida de carga i un remolino violento en D. Esta pérdida de carga está representada por la fórmula



$$H-h=\frac{v^2}{g}\ \text{sen}^2\, i$$

(suponiendo honduras de agua iguales en la parte del derrame que se considera.)

Si hacemos $i=90°$, esta fórmula se convierte en

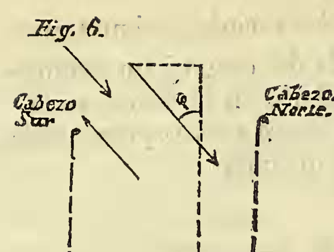
$$H-h=\frac{v^2}{g}$$

Es decir, que la pérdida de carga es en este caso igual al doble de la altura debida a la velocidad. Pero si se supone que las aguas del rio estén en su nivel medio (no el término medio de los niveles, sino el que tiene mas jeneralmente), se tiene en el momento de la vaciante $v=2^m1$, i

$$H-h=\frac{4.41}{9.8088}=0.45 \text{ aproximadamente.}$$

Si agregamos a esta pérdida de carga la que proviene del roce de los hileros fluidos unos con otros, ocasionado por el choque de las olas, obtendremos una pérdida de carga total por lo ménos igual a 0,5.

Puédese afirmar, por consiguiente, que el derrame solo alcanzará en el molo norte a la mitad del valor que debiera tener. Demostraremos en el curso de esta teoría que las aguas del rio suplirán a esta deficiencia abriéndose salida por el sur. Admitido este hecho por ahora, como encontrarán allí una resistencia mayor, puesto que tendrán que vencer directamente la violencia de las olas, esta salida será tan solo una fraccion de la del norte.



Llamando F la resistencia al derrame en el cabezo sur (fig. 6), la resistencia en el molo norte quedará espresada por $F\varphi$ siendo φ el ángulo formado por las direcciones de ambas corrientes.

Designando por D el derrame sur i por D' el derrame norte, i notando que las salidas de agua se hallan en razon inversa de las resistencias, tendremos:

$$\frac{D'}{D}=\frac{F\cos\varphi}{F}=\cos\varphi$$

La razon entre las dos salidas será, pues, $\frac{\cos\varphi}{1}$

Pero el total de estos dos desemboques será insuficiente, como lo acabamos de ver. El resto del agua tratará, pues, de estenderse entre los dos límites que acabamos de indicar, i a causa de las pérdidas de carga, disminuyendo el derrame sobre los lados, la accion de esta corriente se ejercerá algo mas hácia afuera que sobre estos costados. La movilidad puede demostrarse, respecto del desemboque norte, por medio de la fórmula

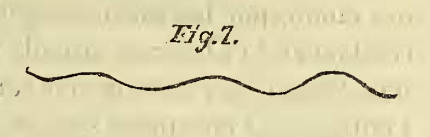
$$H-h=\frac{v^2}{g}\operatorname{sen}^2 i;$$

por ser v variable, la pérdida de carga tambien lo será, i como el volúmen de descarga en el cabezo norte se deduce de ella, la sencion C'D es igualmente variable.

La interseccion de la corriente del rio con el mar será, pues, una curva convexa cuyo vértice se encontrará, no sobre el eje de la parte canalizada, si no un poco mas al norte, porque los hileros fluidos encuentran una resistencia ya vencida en parte por los hileros fluidos situados mas al sur.

En esta interseccion se depositarán las arenas fluviátiles i marítimas. Estas formarán la *barra*.

Esta barra presentaráconvexidades análogas a las de la fig. 7; los vacíos entre estas prominencias serán producidos por el pasaje de los hileros líquidos que buscan una salida.

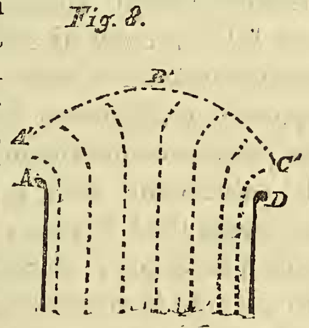


A veces, como en caso de un aumento de volúmen de las aguas del rio, estos vacíos serán suficientes para constituir una especie de canal cuyo carácter especial será el de presentar una estremada movilidad por motivo de las potencias relativas del rio i de las olas.

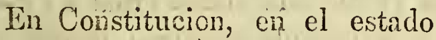
Conocida la velocidad v del rio i la velocidad v' de las olas rompientes del mar, para un caso particular, la fig. 6 de lahoja determina gráficamente la posicion de la barra en caso de que los cabezos de ámbos molos se encuentren sobre una misma perpendicular a su direccion.

La razon $\frac{\cos \varphi}{l}$ independiente de las velocidades, hace ver que esta barra se mueve paralelamente a sí misma, i en esto estamos en completo acuerdo con los hechos. (Véanse los planos referentes al Adour, al Ródano, a la rama principal del delta del Danubio, etc.)

El mismo efecto de formacion del canal se producirá en otras casos; por ejemplo, cuando el mar esté en calma en el momento de la vaciante. Las venas fluidas forman entónces un haz que se abre i cuya velocidad disminuye rápidamente. Los materiales en suspension, tanto en el agua dulce como en el agua de mar, se depositan entónces i la hipérbola A'B'C' (fig. 8) es casi rectilínea: es la *barra*. Si el derrame del agua se hace mayor, la barra se aleja para incrementar los orificios desalida AA', C'D. En este caso las convexidades tambien se rebajan i constituyen el canal.



En Constitucion, en el estado



actual, este efecto no se produce exactamente del mismo modo, por las razones siguientes: Las olas que se estrechan en la abertura situada en las Ventanas i los Lobos, tienen casi siempre mayor potencia que el derrame, i entónces el ensanche solo se verifica en el lado norte. Por una crece, el equilibrio desaparece, el agua del rio se precipita con mayor violencia i sigue la direccion que le asigna la velocidad máxima, es decir, la línea recta. Tiene entónces una potencia suficiente para vencer *la componente de la fuerza* A B *paralela a su direccion;* pero su esfuerzo es insuficiente, en jeneral, para vencer la fuerza misma, de manera que no puede abrirse paso entre la piedra los Lobos i las Ventanas.

El canal, en este caso que se presenta en períodos mas o ménos distantes, está al sur. Pero cuando la accion del mar aumenta en potencia, o disminuye el caudal del rio, el canal pasa al norte, a veces por un movimiento lento i a veces de repente.

Fig. 9.

A B

Resulta de lo que acabamos de decir respecto del derrame de las aguas del rio en el caso de dos molos iguales, que los hileros líquidos que se encuentran en las condiciones de derrame ménos malas, son los mas vecinos al cabezo norte. Tiene que vencer una resistencia espresada por $R \cos \varphi$ i vencen esta resistencia aunque sufriendo una pérdida de carga de 0,5. Los hilos vecinos al cabezo sur se dirijirán hácia el lado donde encuentren ménos resistencia. Las dos direcciones opuestas que pueden tomar (hablaremos mas tarde de las posiciones intermedias), son la del cabezo norte i la del cabezo sur. Para la primera, tienen que vencer, con su fuerza $0{,}5F$ (véase mas arriba), una resistencia espresada por $R \cos \varphi$; para la segunda, tienen que vencer directamente la resistencia R con una fuerza igual a $(F-nF)=F(1-n)$; siendo n la pérdida de carga debida al cambio de direccion. Esta pérdida de carga se espresa por

$$H-h=\frac{v^2}{g}\text{sen}^2\varphi=0.45\ \text{sen}^2\varphi$$

asi es que

$$F(1\text{-}n)=F(1-0{,}45\ \text{sen}^2\varphi)$$

Las fuerzas efectivas del haz líquido son, pues, para cada uno de ambos casos.

$$0{,}5\ \text{F}$$
$$\text{F}(1-n)=F(1-0{,}45\ \text{sen}^2\varphi)$$

Las resistencias son......... $\begin{cases} R\cos\varphi \\ R \end{cases}$

La razon de cada fuerza a la resistencia que tiene que vencer, es

$$\frac{0{,}5\ F}{R\cos\varphi} \qquad (1)$$

$$\frac{F(1-0{,}45\ \text{sen}^2\varphi)}{R} \qquad (2)$$

Dividiendo (1) por (2) tendremos

$$\frac{\dfrac{0{,}5\ F}{R\cos\varphi}}{\dfrac{F\,(1-0{,}45\ \text{sen}^2\varphi}{R}}=\frac{05}{\cos\varphi\ (1-0{,}45\ \text{sen}^2\varphi)} \qquad (3)$$

Pero teniendo presente que

$$\varphi=29^{\circ}\ 30'$$
$$\text{sen. natural}\ \varphi=0{,}492$$
$$\text{cos. natural}\ \varphi=0{,}87$$

La razon (3) se convierte, pues, en

$$\frac{0{,}5}{8{,}87\ (1\text{-}0{,}45\times 0{,}242)}=\frac{0{,}5}{0{,}776}$$

La razon (1) es, pues, menor que la razon (2); así es

que *el derrame del haz sur propenderá a acercarse al cabezo S. i no a jirar al rededor del cabezo norte.*

NÚM. 4.

Determinacion del ancho del canal.

En la desembocadura actual, en el momento de las aguas mínimas, la corriente de la vaciante máxima posee una velocidad de $1,8^m$ por segundo. Si se designa la seccion correspondiente por S i se llama v la velocidad máxima que resulta de la nueva seccion S' de derrame, tendremos

$$S'v = 1,8\, S \qquad (A)$$

Pero como

$$S = 1562^{m\,2}, 87$$
$$v = 2,^{m}06$$

i por último:

$$S'_2 = \frac{1562,87 \times 1,8}{2,06} = 1365$$

Calcularemos mas léjos (en nuestro estudio sobre el rio Maule) la velocidad media correspondiente.

Sentado ésto, siendo m la masa del agua que derrama en un tiempo dado, la potencia viva de la corriente del reflujo será $\frac{1}{2}mv^2$. Podemos tambien representar por m la superficie de emision. Para conocer la parte de potencia viva del mar, de la cual nos ocupamos, notemos primero que la masa que se opone directamente a la salida de las aguas del rio, tiene la misma superficie m; la resultante de las dos acciones tiene, pues, una potencia viva que se obtiene construyendo el paralelógramo ABCD. AC espresará en magnitud i direccion esta potencia viva. Como lo acabamos de decir, tomemos

$$AB=\tfrac{1}{2}mv^2$$
$$AC=\tfrac{1}{2}mv'^2$$

Tendremos: $\overline{AC}^2=\overline{AD}^2+\overline{CD}^2-2AD\times CD\cos ADC.$

o bien

$$(mv''^2)^2=(\tfrac{1}{2}mv'^2)^2+(\tfrac{1}{2}mv^2)^2-2\times\tfrac{1}{2}mv^2\times\tfrac{1}{2}mv'^2\cos\varphi$$

ecuacion que puede escribirse:

$$m^2v''^4=\tfrac{1}{4}m^2v'^4+\tfrac{1}{4}m^2v^4-\tfrac{1}{2}m^2v^2v'^2\cos\varphi$$

o bien

$$v''^4=\tfrac{1}{4}v'^4+\tfrac{1}{4}v^4-\tfrac{1}{2}v^2v'^2\cos\varphi \qquad (B)$$

Hemos determinado los valores de v i de v' por esperimentos directos hechos en el mismo momento i del modo siguiente:

v es la velocidad media del rio, que hemos medido primero en su estado actual, i referido en seguida por medio de la fórmula (A), a su estado futuro.

En cuanto a v', que espresa el choque de las olas combinado con la accion de la corriente litoral, lo hemos obtenido (en lo que concierne al choque directo) estableciendo el valor del sifoneo de la onda.

1.° Sea una ola AMB (fig. 11) que no rompe; esta ola no tiene otro movimiento propio que la ondulacion (dejaremos a un lado, por ahora el movimiento que le comunica la corriente litoral); ejerce sobre el *hueco* BC una presion debida a su altura MD, i la velocidad de trasmision que se opone al derrame de las aguas del rio, tiene por espresion:

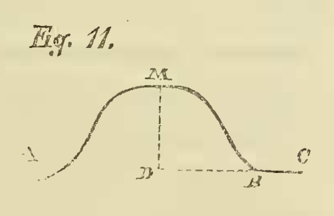


Fig. 11.

$$\sqrt{2g\times MD.}$$

Si a este valor agregamos el de la corriente litoral, o

mas bien, su proyeccion sobre la direccion jeneral de las olas, tendremos el valor de v'.

2.° Si la ola rompe, la velocidad de trasmision se convierte en velocidad efectiva i obtenemos el mismo resultado en cuanto al derrame.

El cuadro que sigue da los valores simultáneos de v i v'.

CUADRO I.

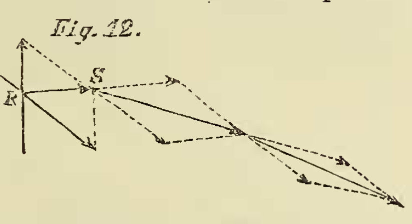
v	v'	v	v'	v	v'	v	v'	v	v'	v	v'
1.76	3.20	1.20	3.90	2.00	3.70	1.40	4.28	1.52	4.28	1.90	5.25
1.86	4 10	1.34	4.20	1.80	5.60	1.60	5.10	1.68	4.30	1.95	4.30
1.60	3.10	1.88	3.60	1.68	5.40	1.80	4.30	1.72	3.60	2.06	5.60
1.46	6.60	1.94	4.30	1.72	4.20	1.80	3.90	1.46	6.10	1.92	7.28
1 68	3.50	1.72	3.20	1.40	4.10	1.75	4.20	1.24	4.84	1.85	6.34
1.80	4.00	1.66	3.60	1.70	4.80	1.83	5.10	1.20	4.20	1.83	7.50
1.90	3.20	1.50	3.75	1.70	3.20	1.56	5.00	1.36	4.35	1.78	8.10
1.70	5.60	1.38	4.38	1.80	3.65	1.48	4.30	1.66	4.70	1.65	5.48
1.95	4.30	2.04	4.26	4.90	3.70	1.70	4.60	1,66	3.90	1.34	4.28
2.00	3.20	2.00	4.32	1.95	3.70	1.80	5.40	1.40	3 40	1.58	4.72

Podemos así, desde luego, calcular los diversos valores correspondientes de v''^4; i para ahorrarnos el hacer la fórmula B aplicable al cálculo logarítmico, tomaremos el valor del coseno natural del ángulo φ.

Hemos indicado en un cuadro gráfico diversas direcciones i magnitudes de esta velocidad resultante v''; podemos, pues, trazar su direccion media para las aguas ordinarias. I es este el caso que mas nos importa tomar en cuenta, pues para las aguas máximas estaremos en las mejores condiciones posibles.

Las curvas descritas por los hileros líquidos del rio en su embocadura son arcos de hipérbola.

Réstanos ahora por conocer la manera cómo se portará esta *corriente-resultante* en la onda indefinida que sigue a la que produce el choque directo; o en otros términos, qué curvas son las que describen las aguas i los aluviones del rio en su encuentro con las aguas del mar. Se vé fácilmente *a priori* que estas curvas son arcos de hipérbola, pues sus cuerdas sucesivas tienden constantemente a hacerse paralelas a la direccion de la velocidad de la corriente marítima, sin conseguirlo jamas. Estas curvas, tienen, pues, por asíntotas, por un lado una paralela a esta direccion, i por el otro una paralela a la direccion de la corriente del rio.


Fig. 12.

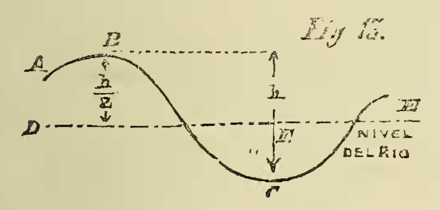


Fig. 13.

Sentado esto, consideremos (fig. 13) una ola ABC de una altura total h. El nivel de las aguas del rio está representado por la línea DE que divide por su mitad a la altura h. La velocidad, sea efectiva o de trasmision (segun rompa o no rompa) de la ola ABC queda espresada por $\sqrt{2gh}$, miéntras que la velocidad del derrame de las aguas del rio es igual a la velocidod propia debida a la pendiente, mas la velocidad debida a la caida CF. Llamando α la velocidad debida a la pendiente i siendo

$$\sqrt{2g\frac{h}{2}} = \sqrt{gh},$$ la velocidad debida a la caida, tendremos

como espresion de la velocidad de la corriente del rio a su entrada en el mar:

$$\alpha + \sqrt{gh}.$$

Esta velocidad deberá componerse con la velocidad $\sqrt{2gh}$; la resultante será la diagonal RS (fig. 12). Se compondrá en seguida RS con el valor constante $\sqrt{2gh}$, siempre paralela a sí misma, i procediendo así sucesivamente, se obtendrán las curvas descritas por los hileros líquidos del rio en su desembocadura. El cuadro gráfico (hojas 2 i 3) indica alguna de estas curvas en circunstancias particulares.

Es mui importante notar que desde cierto límite (representado por el vértice de la hipérbola) la velocidad resultante irá constantemente en aumento bajo la influencia de las olas que al principio se oponian al derrame. Los aluviones serán, pues, arrastrados hácia el norte, describiendo arcos hiperbólicos, que, en las inmediaciones de la playa de Quivolgo, se continúan con curvas paralelas a esta playa. Se ve tambien que el rio jirará constantemente alrededor del cabezo norte, al contrario de lo que sucederia en el caso en que los molos fueran iguales.

NÚM. 5.

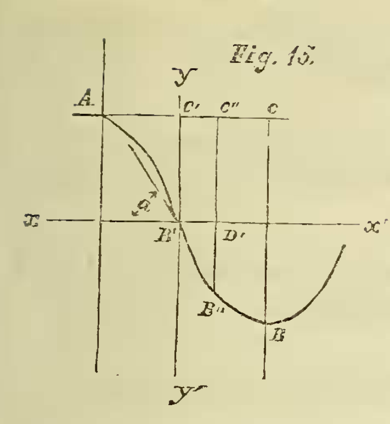
Accion de la corriente del rio sobre la barra.

Para conocer con exactitud la influencia de los empujes naturales ejercidos por el rio sobre los materiales de la barra en ciertas circunstancias determinadas, consideremos la parte de este rio comprendida entre su desembocadura i el punto de su curso, donde es despreciable la influencia de las mareas.



El volúmen de agua que se derrama entre las dos mareas, queda representado por el prisma curvilíneo ABC, aumentado con el caudal propio del rio.

Este movimiento de derrame no es uniforme, sino variado, i su máximum de velocidad corresponde a la marea media, como vamos a demostrarlo.



En efecto, consideremos las curvas de mareas de la hoja (1). Cada una de ellas afecta una forma que se aproxima mucho a la de una sinusoide, cuya ecuacion jeneral es fig. (15)

$$y=m \text{ sen } x\ldots\ldots(1).$$

Sean A i B los puntos de esta curva correspondientes a la alta i baja marea.

Las abscisas AC', AC'' representan los tiempos (referidos a una escala arbitraria) que demora el derrame de las alturas de agua espresadas por las ordenadas B'C', B''C''.

Tracemos por el punto B' que corresoonde al mar medio una paralela B'D' a AC i tomemos esta paralela por eje de las x; B''D' representará la altura de agua derramada durante el tiempo C'C'' o B'D'.

La inclinacion de la tanjente sobre el eje de las x será máxima en el punto de la curva que para un mismo valor de C'C'' corresponda el máximum de D'B''.

Diferenciando la ecuacion (1) se obtiene:

$$dy=m \cos x \; dx$$

$$\text{tanj } \alpha=\frac{dy}{dx}=m \cos x \qquad (2)$$

La ecuacion jeneral de la tanjente en el punto (x', y') es, pues:

$$y-y'=m\ (x-x') \cos x'$$

Para $x'=0$, la ecuacion (1) da

$$y'=m \text{ sen } x-=0$$

i la ecuacion (2).

$$\frac{dy}{dx}=m \cos x'=m$$

lo que prueba que en el oríjen tanj $\alpha=m$.

Para todo valor de x' que no sea 0 (comprendido entre 0 i 2π), $\cos x' < 1$ i por consiguiente

$$\frac{dy}{dx} \text{ o } \operatorname{tanj} \varphi < m.$$

Por consiguiente, *en el punto correspondiente al nivel medio del mar el derrame es máximum.*

Veamos cual es el caudal del rio en ese momento.

Investigacion de los límites del mejoramiento que se puede obtener por el solo hecho del empuje natural.

$$\begin{cases} \alpha = 1{,}1 \\ a = 0{,}000024 \\ b = 0{,}000366 \end{cases}$$

La fórmula jeneral del movimiento variado es:

$$(F) \ldots z = \alpha \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\Omega''^2} - \frac{1}{\Omega'^2}\right) + a\,Q \int_0^s \frac{X}{\Omega^2} ds + b\,Q_2 \int_0^s \frac{X}{\Omega^3} ds$$

Siendo X el perímetro mojado correspondiente a la seccion Ω, debemos calcular $\frac{X}{\Omega^2}$ para cierto número de secciones. Tomaremos estos valores de $\frac{X}{\Omega_2}$ como ordenadas de una curva cuyas distancias S (contadas desde el oríjen), serán las abscisas (véase foja 9). El área encerrada entre la curva, el eje de las x i las dos ordenadas estremas representará el valor de la primera integral de la fórmula (F). Calcularemos de igual modo los diversos valo-

res de $\frac{X}{\Omega^3}$ lo que nos dará el valor de la segunda integral.

Todo quedará entónces conocido en la ecuacion (F), escepto Q, que se obtendrá resolviendo una ecuacion de segundo grado.

Elcuadro siguiente da los valores de S, X, Ω, $\frac{X}{\Omega^2}$, $\frac{X}{\Omega^3}$.

CUADRO I.

DISTANCIAS A PARTIR DEL ORÍJEN. S	PERÍMETROS MOJADOS. X	SECCIONES INTERMEDIAS. Ω	VALORES DE Ω^2	VALORES DE Ω^3	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^2}$	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^3}$
Oríjen.	300,00	1.562,85	2.442.500,12	3.816.820,100	0,0001228	0.00000007859
120,00	842,00	2.473,50	6.118.202,26	15.133.073.265,370	0,0001376	0,000000005233
360,00	911,00	2.320,50	5.384.130,00	12.495.278.000,000	0,0001692	0.000000072907
500,00	867,00	3.299,00	5.285.401,00	12.151.136.899,00	0,0001640	0,00000007135
840,00	836,00	2.000,50	5.002.000,25	8.006.001.500,12	0,00020808	0.00000001044
1080,00	824,50	1.966,00	3.865.156,00	7.598.896.696,00	0,0002131	0,00000001088
1320,00	766,00	1.617,00	2.614.700,00	4.218.221.310,00	0,00029338	0,00000001816
1560,00	622,00	1.432,00	2.050.624,00	2.936.493,568,00	0,0003033	0,00000002114
1800,00	551,00	1.008,00	1.016.064,00	1.024.192,512,00	0,00054228	0,00000005380
2040,00	592,00	1.094,00	1.196.836,00	1.309.338.584,00	0,0004946	0,00000004519
3000,00	445,00	2.138,00	4.571.038,19	10.230.852,130,00	0,00009735	0,000000043497
4000,00	306,00	1.198,50	1.436.402,26	1.721.528,096,62	0,0002130	0,00000001777
5000,00	182,00	1.665,00	2.772.248,25	4.615.771,000,00	0,000065648	0,0000003943
6000,00	301,00	1 275,00	1.625.625,00	2.072.671.875,00	0,0001851	0,0000001461
7250,00	158,00	1.162,00	1.360.709,78	1.364.832.159,00	0,0001169	0,00000011576
8000,00	317 00	2.028,00	4.112.784.00	8.340.725.952,00	0,00007707	0,00000038006
0000,00	266,00	3.290,00	10.824.160,00	35.611.492.400,00	0,0002457	0,000000074693
10300,00	262,00	525,20	275.835,04	144.868.563,00	0,0009498	0,0000001803
11000,00	115,00	1.016,60	1.033.413,00	1.050.604.920,00	0,00011128	0,00000010946

Resulta del trazado gráfico de la hoja (9) que el valor de

$$\int_0^s \frac{X}{\Omega^2} ds = 2{,}5671 \text{ i } \int_0^s \frac{X}{\Omega^3} ds = 0{,}001386$$

Resolviendo entónces la ecuacion (F), tendremos:

$$Q = 2.125^{m3}$$

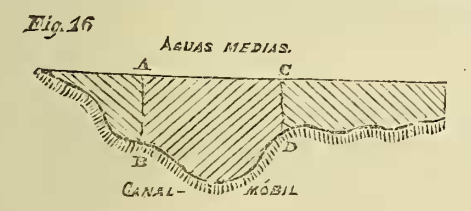
Sentado lo anterior i siendo U' la velocidad media en la seccion oríjen, la potencia viva máximum de la corriente del reflujo (en el momento de la mar media) es

$$\tfrac{1}{2} Q U'^2 = 1.965{,}62,$$

siendo así que el estado actual de la barra depende directamente de $\frac{1}{2} Q U'^2$

La seccion S'' correspondiente a la barra, siendo mui vecina a la que consideramos, tendremos sensiblemente en este punto una potencia viva total igual a $\frac{1}{2} Q U'^2 = 1.965{,}62$.

Descompongamos la seccion S'' en dos partes, una de las cuales corresponde al canal actual móvil ABCD (fig. 16). Se trata de conocer la porcion de la potencia viva $\frac{1}{2}\ QU'_2$ en virtud de la cual ha sido mantenido este canal.



Ninguna lei matemática existe que pueda guiarnos en esta investigacion. Hemos procedido, pues, como sigue:

Hemos considerado el rio en sus diversos estados, i hemos calculado precedentemente para cada uno de ellos los valores de

$$X, \Omega, \frac{X}{\Omega^2}, \frac{X}{\Omega^3}.$$

Obteniendo lss integrales definidas

$$\int_0^s \frac{X}{\Omega^2}, \int_0^s \frac{X}{\Omega^3}$$

por medio de los cuadros gráficos, la resolucion de la ecuacion F nos ha dado los valores de Q correspondientes a cada uno de los casos considerados. Quedan, pues, conocias las cantidades $\frac{1}{2} Q U^2$, $\frac{1}{2} Q_1 U_1{}^2$, $\frac{1}{2} Q_2 U^2{}_2 \ldots$

Hemos construido una curva (hoja 11) cuyas abcisas representan las potencias vivas precedentes i las ordenadas, las alturas de agua en el canal móvil.

El exámen comparado de estas curvas, i una simple interpolacion, nos indicarán la profundidad sobre la cual se puede contar. Mas allá de esta profundidad límite deberemos dragar. (Véase mas adelante los resultados obtenidos.)

Los cuadros 2, 3, 4, 5, i 6, sirven para calcular los valores de $\frac{X}{\Omega^2}$, $\frac{X}{\Omega^3}$ como acaba de decirse.

CUADRO II.

DISTANCIAS A PARTIR DEL ORÍJEN. S	PERÍMETROS MOJADSS. X	SECCIONES INTERMEDIAS. Ω	VALORES DE Ω^2	VALORES DE Ω^3	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^2}$	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^3}$
Oríjen	304.50	1.623,12	1.183 710,5340	1.921.304.242,595	0,00025722	0,00000015848
120m	851,00	2.656,12	7.054.973,4540	19.938.856.091,709	0.00012062	0.000000042681
360	922 00	2.488,00	6.190.144,0000	15.401.078.272,000	0.00014894	0.00000005987
600	877,00	2.466,00	6.081.156,0000	14.996.130.696,000	0.00014256	0,00000005851
480	846,00	2.150,00	4.622.500.0000	9.938.375.000,000	0.00018734	0,00000008513
1.080,	832,20	2.112,00	4.460.544.0000	9.420.668.928,000	0.00018657	0,00000008834
1.320,	774,00	1.748,00	3.055.404.0000	5.340.846.192,000	0,00025332	0,0000001446
1.560,	632,00	1.548,00	2.396.304.0000	3.709.478.592,000	0,00026873	0.0000001705
1.800,	560,00	1.112,00	1.236.544,00	1.375 036.928,000	0.00045287	0,0000004073
2.040,	603,00	1.206,00	1.454.436,00	1.754.049.816,000	0,00041459	0 00000034379
3.000,	452,00	2.206,00	4.866.436,00	10.735.357.816,000	0,000092881	0,000000042046
4.000,	313,00	1.240,00	1.537.600,00	1.906.624.000,000	0,00020356	0,00000016422
5.000,	187,00	1.690,00	2.256.100,00	4.826.809,000,000	0 00065403	0.000000038747
6 000,	310,00	1.323,00	1.750.329.00	2.315.685.267,000	0.00017711	0,0000001341
7.250,	165.00	1.188,00	1.411.344,90	1.676.676.672.000	0,00011691	0,00000009855
8.000,	325,00	2.080,00	4.326.400,00	8.998.912.000,000	0.000075121	0.000000035119
9.000,	275,00	3.330,00	11.088.900,00	36.926.037.000,000	0,000024799	0 000000007448
10.300,	270,00	560,09	313.600,00	175.616.000,000	0,00086096	0,000001536
11.000,	123 00	1.030,00	1.030.910,00	1.092.727.000,000	0,00011593	0,0000001118

CUADRO III.

DISTANCIAS A PARTIR DEL ORÍJEN. S	PERÍMETROS MOJADOS. X	SECCIONES INTERMEDIAS. Ω	VALORES DE Ω^2	VALORES DE Ω^3	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^2}$	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^3}$
Oríjen.	308,00	1666,00	2.445.556,00	4.074.296.296,000	0,0001260	0,00000007560
120m.	359,00	2780,00	7.728.400,00	21.484.952.000,000	0,0001111	0,00000003999
360.	931,00	2625,00	6.890.625,00	18.087.890.625,000	0,0001352	0,00000005149
600.	885,00	2593,00	6.723.649,00	17.434.421.851,000	0,0001316	0,00000005077
840.	854,00	2272,00	5.161.984,00	11.728.027.648,000	0,0001655	0,00000007287
1080.	840,00	2232,00	4.961.824,00	11.074.791.168,000	0,0001628	0,00000007178
1320.	781,00	1864,00	3.474.496,00	6.476.460.544,000	0,0002248	0,0000001206
1560.	641,00	1638,00	2.683.044,00	4.394.826.192,000	0,0002389	0,0000001459
1800.	568,00	1192,00	1.420.864,00	1.693.969.888,000	0,0004000	0,0000003356
2040.	612,00	1288,00	1.658.944,00	2.136.719.872,000	0,0003690	0'0000002865
3000.	458,00	2272,00	5.161.984,00	11.728.027.648,000	0,00008874	0,00000003912
4000.	320,00	1286,00	1.653.796,00	2.126.781.656,000	0,0001936	0,0000001505
5000.	191,00	1716,00	2.944.656,00	5.053.029.696,000	0,00006488	0,00000003780
6000.	318,00	1366,00	1.865.956,00	2.548.895.896,000	0,0001705	0,0000001248
7250.	171,00	1210,00	1.464.100,00	1.171.561.000,000	0,0001168	0,00000009655
8000.	332,00	2120,00	4.494.400,00	9.528.128.000,000	0,00007388	0,000000034845
9000.	282,00	3365,00	11.323.225,00	38.102.652.125,000	0,00002491	0,000000007402
10300.	277,00	600,00	360.000,00	216.000.000.000	0,0007695	0,000001283
11000.	130,00	1044,00	1.094.116,00	1.144.445.336,00	0,0001188	0,0000001150

CUADRO IV.

DISTANCIAS A PARTIR DEL ORÍJEN. S	PERÍMETROS MOJADOS. X	SECCIONES INTERMEDIAS. Ω	VALORES DE Ω^2	VALORES DE Ω^3	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^2}$	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^3}$
Oríjen.	316.00	1754,00	3.083.596,00	5.414.656.876,000	0.0001024	0,00000005836
120m.	874.00	3038,00	9.229.444,00	28.049.140.472,000	0,000094697	0,000000031171
360.	946.00	2901,00	8.415.801,00	24.414.746.001,000	0,00011241	0,000000038513
600.	900.00	2859,00	8.173.881,00	23.369.134.409,000	0,00011036	0,000000038513
840.	870.00	2524,00	6.377.570,00	16.079.340.744,000	0,00013656	0,00000005412
1080.	856.00	2481,00	9.155.361,00	1.527.145.421,000	0,00013907	0,000000056052
1320.	796.00	2095,00	4.389.025,00	9.195.006.225,000	0,00018136	0,000000086569
1560.	656.00	1827,00	3.337.929,00	6.098.391.413,000	0,00019653	0,00000010757
1800.	584.00	1360,00	1.849.600,00	2.515.456.000,000	0,00031574	0,000000232168
2040.	627.00	1468,00	2.155.024,00	3.163.575.312,000	0,00029095	0,00000024926
3000.	474.00	2407,00	5.793.649,00	13.945.318.134,000	0,000081814	0,00000003399
4000.	333.00	1379,00	1.901.641,00	2.622.363.639,000	0,00017616	0,00000012775
5000.	206.00	1773,00	3.143.529,00	5.573.475.097,000	0,000065531	0,000000037822
6000.	334.00	1459,00	2.128.081,00	3.105.745.799,000	0,00015690	0,00000010754
7250.	187.00	1258,00	1.582.564,00	1.990.406.412,000	0,00011871	0,000000093951
8000.	348.00	2216,00	4.910.656,00	10.907.102.506,000	0,000071866	0,000000031979
9000.	297.00	3446,00	11.847.616,00	40.920.975.666,000	0,000025011	0,0000000072579
10300.	294.00	640,00	409.600,00	262.136.000,000	0,00071777	0,0000011215
11000.	149.00	1064,00	1.132.096,00	1.204.499.694,000	0,00013162	0,00000012370

CUADRO V.

DISTANCIAS A PARTIR DEL ORÍJEN. S	PERÍMETROS MOJADOS. X	SECCIONES INTERMEDIAS. X	VALORES DE Ω^2	VALORES DE Ω^3	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^2}$	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^3}$
Oríjen.	323,00	1852.00	3.429.904	6.352.182,878	0,000094172	0,000000050848
120m.	886,00	3300.00	10.890.000	35.937.000,000	0,000081359	0,000000024657
860	960,00	3183.00	10.131.959	32.248.515,444	0,000094754	0,000000029769
600	913,00	3129.00	9.790.641	30.634.943,429	0,000093252	0,000000029803
408	885,00	2780.00	7.728.400	21.484.952,000	0,0001144	0,000000041192
1080	870,00	2733.00	7.469.289	20.413.579,987	0,00011648	0,000000033853
1320	810,00	2329,00	5.424.241	12.633.141,419	0,00014933	0,000000064118
1560	670,00	2019.00	4.076.361	8.230.171,931	0,00016436	0,000000081408
1800	597,00	1528.00	2.334.784	3.567.550,816	0,0002557	0,000000016734
2040	640,00	1651.00	2.725.801	4.501.302,051	0,00023479	0,000000014222
3000	488,00	2542.00	6.461.764	16.425.799,898	0,00075521	0,000000029778
4000	350,00	1475.00	2.175.625	3.209.046,615	0,00016087	0,000000010931
5000	219,00	1830.00	3.348.900	6.128.487,000	0,00065397	0,000000035735
6000	347,00	1555.00	2.418.025	3.760.029,515	0,00010218	0,000000065691
7250	200,00	1309.00	1.713.481	2.242.945,676	0,00011677	0,000000089168
8000	361,00	2315.00	5.359.225	12.407.602,855	0,000067361	0,000000029097
9000	310,00	3530.00	12.460.900	43.986.977,000	0,00024878	0,0000000070606
10000	306,00	721.00	519.841	379.931,761	0,00058864	0,000000080541
11000	161,00	1103.00	1.216.609	1.341.919,617	0,00013234	0,000000011998

CUADRO VI.

DISTANCIAS A PARTIR DEL ORÍJEN S	PERÍMETROS MOJADOS. X	SECCIONES INTERMEDIAS. Ω	VALORES DE Ω^2	VALORES DE Ω^3	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^2}$	VALORES DE $\frac{X}{\Omega^3}$
Oríjen.	340.00	2.108.00	4.443.664	9.367.243,712	0,000076514	0,000000036297
120m.	920.00	3.912.00	15.293.734	59.368.226,828	0,000060116	0,000000015367
360	994.00	3.845.00	14.784.025	56.844.551,265	0,000067235	0,000000017486
600	947.00	3.786.00	14.333.766	54.267.750,000	0,000066067	0,0000000001745
840	919.00	3.488.00	12.166.144	42.435.510,000	0,000075538	0,000000021656
1080	904.00	3.479.00	12.103.441	42.107.867,779	0,000074689	0,000000021469
1320	844.00	2.977.00	8.862.529	26.383.742,423	0,0000952325	0,000000031989
1560	704.00	2.555.00	6.528:025	16.640.742,315	0,00010785	0,000000042306
1800	528.00	2.005.00	4.020.025	8.060.151,915	0,00013134	0,000000065508
2040	676.00	2.163.00	4.678.569	10.119.765,007	0,00014449	0,000000066800
3000	522.00	2.932.00	8.596.624	25.205.305,818	0,00006413	0,0000000002071
4000	384.00	1.755.90	3.010.225	5.222.741,235	0,00012756	0,000000046391
5000	253.00	2.005.00	4.020.025	8.060.151,915	0,000062936	0,000000049748
6000	381.00	1.832.00	3.356.224	6.148.604,288	0,00011352	0,000000061965
7250	236.00	1.469.00	2.157.961	3.170.044,369	0,00010,979	0,000000074447
8000	395.00	2.603.00	6.775.609	47.636.916,087	0,000058297	0,000000022394
9000	344.00	3.778.00	14.273.284	53.924.486,122	0,000024101	0,000000063793
10300	340.00	965.00	931.225	8.986.322,005	0,00036511	0,00000037835
11000	195.90	1.231.00	1.515.361	1.865.410,001	0,000012868	0,000000010454

Los trazados gráficos correspondientes se encuentran en las hojas 9 i 10.

Los valores de Q, Q_1 Q_2 Q_3 Q_4 Q_5 que resultan de la resolucion de las ecuaciones, tales como (F) son:

$Q = 2.125^{m3}$ $Q_3 = 2.035^{m3}$
$Q_1 = 1.826$ $Q_4 = 2.430$
$Q_2 = 1.648$ $Q_5 = 3.302$

De lo que deducimos inmediatamente:

$U' = 1,36$ $\frac{1}{2}QU'^2 = 1.965,62$ correspondiendo a una altura de agua sobre la barra en bajamar de...... $2,50^m$
$U'_1 = 1,12$ $\frac{1}{2}Q_1 U'^2_1 = 1.141,25$........... 2,00
$U'_2 = 0,99$ $\frac{1}{2}Q_2 U'^2_2 = 822.00$ 1,80
$U'_3 = 1,16$ $\frac{1}{2}Q_3 U'^2_3 = 1.363,45$........... 2,05
$U'_4 = 1,31$ $\frac{1}{2}Q_4 U'^2_4 = 2.089,80$........... 2,68
$U'_5 = 1,56$ $\frac{1}{2}Q_5 U'^2_5 = 4.011,93$........... 3,70

NOTA.—La velocidad máxima en la seccion Ω_0, siendo $2,^m06$, el cuadro precedente hace ver que la volocidad media es

$$\frac{Q_0}{\Omega_0} = \frac{2125}{1365} = U'_0 = 1,56$$

La razon entre las velocidades es, pues,

$$\frac{1,56}{2,06} = 0,75$$

Construyamos la curva (hoja 11) de que hemos hablado anteriormente, tomando como abscisas las potencias vivas i como ordenadas las alturas de agua sobre la barra. En nuestro proyecto tenemos:

$$\frac{1}{2}Q_0 U'^2_0 = 2.581,87$$

Tomando esta cantidad por abscisa, la ordenada correspondiente nos dará la altura de agua sobre la barra en la época de las aguas mínimas del rio. Encontramos así:

$$H = 2{,}95^{m}$$

En la pleamar, esta profundidad de agua sobre la barra será 4,30ᵐ.

Es el límite de profundidad que nos dará el empuje natural del rio.

Mas allá deberemos hacer uso de la draga para mantener en buen estado la entrada del puerto.

NÚM. 6.

ESTABILIDAD DE LAS OBRAS.

1.° *Determinacion de las dimensiones de su seccion trasversal.*

Teóricamente, miéntras mas débil es el talud de una obra, mayores analojías presenta esta obra, bajo el punto de vista de la accion de las olas, con las playas constantemente batidas por el mar. Si, pues, para un mismo espesor del coronamiento, diéramos al perfil de nuestros molos una base mui grande con relacion a la altura, las olas modificarian mui poco este perfil i por consiguiente, estariamos en exelentes condiciones de estabilidad. Pero como debemos conciliar estas necesidades de estabilidad con la razon de economía, adoptaremos el perfil mínimum posible.

La esperiencia prueba que el talud esterior del enrocados que mide 1 metro de base por 2 de altura, produce buenos resultados. Para el interior basta el talud de $1\frac{1}{2}$ de base por 1 de altura.

Sentado lo anterior, consideremos el perfil (fig. 17.) La superficie de este perfil es.

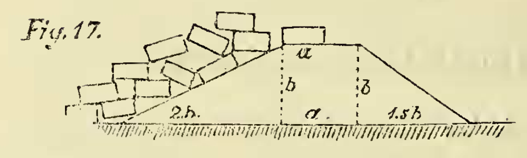
$$\frac{(2a + 3.50h)}{2}\,h + h\,l\sqrt{5}$$

Su peso por metro corrido es:

$$\left\{\frac{(2a+3{,}50h)}{2}\,h+hl\sqrt{5}\right\}P$$

Siendo P el peso medio del metro cúbico de macizo, la reaccion del enrocado sobre la ola es:

$$R=\frac{\Omega\pi U^2}{lg}\ldots\ldots G$$



Siendo π el peso por metro corrido de la ola que bate sobre la obra i v su velocidad media.

Esta ola mide un volúmen que se puede avaluar aproximadamente así:

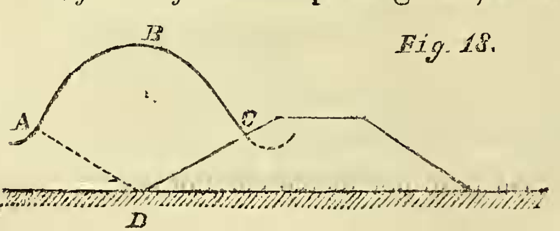
$$V=\tfrac{1}{3}\pi\, r^2\, h$$

Las olas mas considerables que hayan sido observadas en Constitucion durante violentos temporales, median una altura de 8^{m}; encontrándose la obra proyectada bajo 6 metros de agua en la fórmula precedente, $r=14^{m}$ $h=1^{m}$.

Por consiguiente $V=615^{m3}$ i el peso correspondiente es $\frac{620^{T}}{3}$ La ecuacion (G) se convierte entónces en

$$R=\frac{\frac{1}{3}\times 620^{T}\times U^2}{g}$$

Mas, siendo $v=\sqrt{2gh}=\sqrt{2g\times 8}=13^{m}$ por segundo, la velocidad de la ola ABC (fig. 18); el valor precedente será:



$$R = \frac{\frac{1}{8} \times 620^{T} \times 169}{9,8088}$$

Antes de componer esta fuerza con el peso por metro corrido de la obra, es necesario buscar su punto de aplicacion.

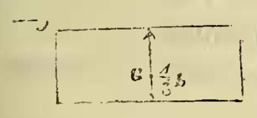
Podemos fijarlo aproximadamente en el tercio de su altura, o sea a 2,66 de su base.

Descompongamos nuestro macizo de enrocados en rebanadas, cuyos pesos compondremos sucesivamente con las resultantes de las operaciones precedentes. Obtendremos una especie de *curva de las presiones*, cuya interseccion con la superficie del terreno resistente nos permitirá juzgar del grado de estabilidad de nuestra obra. Para colocarnos en buenas condiciones, hemos dado el coronamiento del macizo en un espesor de 6 metros. La curva de las *presiones pasa entónces por el tercio de la base* del enrocado. La hoja 11 indica suficientemente la continuacion de las operaciones.

2.° *Cálculo de las dimensiones de los bloques artificiales de defensa.*

Como el enrocado se compone de piedras independientes unas de otras i el cálculo precedente supone que la totalidad forma un cuerpo cuyas partes son solidarias, es de toda importancia que el revestimiento de bloques artificiales proteja eficazmente el macizo contra la accion de las olas, i que por consiguiente, estos bloques artificiales estén ellos mismos inmóviles.

Para determinar sus dimensiones, observaremos primeramente que el centro de presion está en el tercio de la altura a partir de la base. El punto G (fig. 19) es, pues, el de aplicacion de la fuerza representativa de la accion de la ola.



Hemos operado como lo hicimos precedentemente cuando se trató de determinar las dimensiones del macizo de enrocados, i para esto hemos cons-

truido la curva de las presiones. (Véase hoja 11).

Las dimensiones de nuestros bloques (4,50^{m} de largo, 2^{m} de ancho i 2^{m} de altura) son tales, que esta curva pasa aproximadamente por el tercio de la base. Hai ahí seguridad sobre la estabilidad de la obra.

3.° *Cálculo de las dimensiones de los bloques del malecon.*

La altura máxima de los bloques artificiales sobrepuestos i de las albañilerías, para los 1.os de 6,00^{m} i para los 2.os de 3,00^{m}, sea un total de 9^{m} de altura de muralla el máximum. Como estos bloques se encuentran en una agua tranquila, puede dárseles por espesor solo 0,39 de la altura. Sea $0{,}39\times 9^{m}=3{,}51^{m}$. Es la dimension que les hemos asignado. Sus demas dimensiones son: largo 2,00^{m}, altura 1,50^{m}. Estos bloques miden, pues, cada uno un volúmen de $3{,}50\times 2{,}00\times 1{,}150=0{,}500.^{m3}$

NÚM. 7.

Série de aplicacion de los precios.—Precios de aplicacion. Albañilería de bloques artificiales.

1.° Cal hidráulica i morteros.

Los morteros que deban servir a la confeccion de los bloques artificiales, contendrán 350 quilógramos de cal hidráulica del Theil por metro cúbico de arena.

Esta cifra corresponde a un volúmen mayor que el de los intersticios de la arena; pero es prudente tener un corto exeso de cal.

El precio de la cal hidráulica de Theil, es en

Marsella, por tonelada, en el embarcadero	$	6 00
Pueden avaluarse los gastos imprevistos en		1 20
Cambio..		0 60
Intereses......................................		0 24
Comision......................................		0 16
Podemos avaluar el flete de Marsella a Valparaiso, por buque de vela, en un máximum de (por tonelada)..............................		10 00

(Siendo variable este flete entre 6 i 10 pesos la tonelada, debemos tomar este último precio.)	
El flete desde Valparaiso hasta Constitucion, en buques de menor tonelaje, es por tonelada..........	2 00
Avaluando las diversas manipulaciones, por tonelada en..........	2 00
El precio de una tonelada de cal será en Constitucion..........	$ 22 20

Debe contarse con 10% de cal averiada. Por consiguiente, 900 quilógramos de cal en buen estado, cuestan 22 ps. 20 cts. i una tonelada

$$\frac{22,\ 20 \times 1.000}{900} = \ldots\ldots\ldots \$\ 24\ 66$$

Esta cifra, aunque subida, es notablemente inferior al de los cimentos de Portland. Mas aun, dejando a un lado la superioridad incontestable de esta cal, nos sale mucho mas caro al pié de obra que las cales grasas del país, convertidas en cales hidráulicas por la incorporacion de pedacitos de tejas. Su empleo queda, pues, perfectamente justificado. Por otra parte, puede esperarse que una disminucion en el precio del flete no se haria esperar mucho.

Sentado esto, 1^{m3} de mortero contiene:

1^{m3} de arena a 52 centavos, sea..........	$ 0 52
350 quilógramos cal hidráulica a 24 pesos 66 centavos la tonelada..........	8 63
Mano de obra de fabricacion, por tonelada....	0 36
Herramientas..........	0 04
Costo de 1^{m3} de mortero de cal hidráulica del Theil..........	$ 9 55

2.° *Bloques artificiales i mazonería con mortero de cal hidráulica.*

Para la confeccion de bloques artificiales, sabemos esperimentalmente que un metro cúbico de mazonería de

morrillos brutos encierra 42% de mortero (comprendiendo el enlucido de las caras superior e inferior.)

Esta cifra de 42% es el resultado de esperimentos hechos en los trabajos de Esmirna, sobre 50,000 metros cúbicos de mazonería hidráulica.

Un metro cúbico de bloques artificiales se compondrá, pues:

1.° de 1^{m3} de morrillos escojidos de aristas enteras a....................................	$	1 10
2.° de $0,^{m3}42$ de mortero a 9 pesos 55 centavos el metro cúbico................................		4 01
La mano de obra de 1 metro cúbico de mazonería hidráulica es.............................		0 77
Gastos de herramientas...........................		0 03
El precio de costo de un metro cúbico de mazonería de bloques artificiales con mortero de cal hidráulica, es, pues........................		5 91
En cuanto a las mazonerías que deberán efectuarse directamente en el mar, como son los trabajos de sujecion, difíciles, i en los que se pierde mucho mortero, su precio deberá aumentarse en un 25%.		
Costarán, pues, $ 5,91+1,47 el metro cúbico=..	$	7 38

3.° *Cimento, bloques artificiales i mazonería con mortero de cimento.*

Hemos dicho que una parte de los bloques artificiales (sobre todo entre la piedra *Los Lobos* i *Las Ventanas*) deberian ser ejecutados de mazonería con mortero de cimento (cimento de Portland u otro cualquiera equivalente.)

La mezcla deberá, pues, componerse de un volúmen de cimento por dos de arena.

El precio de la tonelada de cimento en el lu-

gar de estraccion es de........................	$ 20 00
Los gastos imprevistos pueden avaluarse en...	1 20
Cambio..	2 00
Intereses...	0 80
Comision...	0 60
Flete..	8 00
Gastos imprevistos en Valparaiso...............	2 00
Trasporte de Valparaiso a Constitucion en buques de menor tonelaje........................	2 00
Desembarco en Constitucion........................	1 00
Almacenaje, gastos imprevistos, etc.,............	1 00
Contando con 10% de cimento averiado, 900 quilógramos cuestan, pues........................	$ 38 60

El precio de la tonelada será, pues, $\frac{38,60 \times 1000}{900} = \$\ 42\ 89$

Mortero de cimento:
Un metro cúbico de cimento contendrá:

$\frac{1}{2}$ metro cúbico de cimento pesando 480 quilógramos a 42 pesos 89 centavos la tonelada (*)...	$ 20 60
1 metro cúbico de arena a 52 centavos........	0 52
Mano de obra, herramientas........................	0 44
	$ 21 56

Hai un exeso de volúmen del cimento sobre los huecos de la arena i este exeso seria de $\frac{1}{6}$ de metro cúbico ($\frac{1}{2}-\frac{1}{3}$) si no hubiese contraccion.

En efecto, los 480 quilógramos de cimento se invierten en $0,^{m3}415$.

(*) Los cimentos empleados deberán ser de solidificacion rápida, i éstos son los mas livianos. Los cimentos de solidificacion lenta pesan 1,250 quilógramos el metro cúbico.

Tenemos, pues, en realidad un sobrante de cimento de 0,^{m3}415—0,^{m3}333=0,^{m3}082. Por consiguiente, 1,^{m3} 082 de mortero de cimento cuesta 21 pesos 56 centavos, lo que da para el valor del metro cúbico........................... $ 19 91

Bloques artificiales i mazonería con mortero de cimento.

Un metro cúbico de mazonería de bloques artificiales se compondrá, pues,

1.° de 1^{m3} de morillos escojidos a............	$ 1 10
2.° de 0^{m3}42 de mortero de cimento a 19 pesos 91 centavo el metro cúbico...............	8 36
Mano de obra..	0 77
Gasto en herramientas............................	0 03
Costo de 1^{m3} de mazonería de bloques artificiales con mortero de cimento.................	$ 10 26
Para las mazonerías que deberán ser efectuadas directamente en el mar, se debe agregar un 25$_{o}/^{o}$ o sea, 10 pesos 26 centavos ×2,56=...	12 82

4.° *Precio de costo de la inmersion de los bloques artificiales.*

El precio de costo de la inmersion de los bloques articiales es de 3 pesos 20 centavos el metro cúbico entre *Las Ventanas* i la piedra *Los Lobos*, i de 2 pesos 50 centavos el metro para los demas trabajos.

Un metro cúbico de bloque artificial con mortero de cal hidráulica del Tehil, sumerjido, costará, pues,

en el 1.er caso	$ 5,91+3,20=	$ 9,11
en el 2.° caso	5,91+2,50=	8,41

Para los bloques artificiales con mortero de cimento, el precio de un metro cúbico sumerjido, será:

Entre *Las Ventanas* i *Los Lobos*	$ 10,26+3,20=	$ 12 46
Para los demas trabajos..........	10,26+2,50=	12 76

5.° *Dragajes.*

El precio de costo del metro cúbico de productos dragados de fundacion (trabajo de sujecion) será..	$	0 40
En masas, el metro cúbico costará..............		0 36

Este precio no toma en cuenta el gasto de la draga i de sus anexos, cuya mision no se limitará al puerto de Constitucion, pues se estenderá tambien a los puertos de Lebu i de Valparaiso.

6.° *Terraplenes.*

El terraplen costará 60 pesos el metro cúbico.

Se compondrá de escombros de cantera i de productos de dragaje.

DIMENSIONES MÉTRICAS DE LAS OBRAS.

§ 1.° MOLO SUR.

Enrrocados de 1.ª i 2.ª categoria.—Núcleo del macizo.

NÚMS. DE LOS PERFILES.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES.
1	51,m²00	$\frac{25+71,25}{2}=61,625$	33, m00	2033,m³625	4672,m³500	El volúmen total del núcleo de enrocados de 1.ª i 2.ª categoría es V.
2	71, 25	$\frac{71,25+99}{2}=85,125$	31, 00	2638, 875	827, 750	Guardando estas categorías las razones de $\frac{3}{10}$ i $\frac{2}{10}$ tendremos los cubos correspondientes dividiendo V en partes proporcionales a 3 i a 2.
3	99, 00					
	Entre las rocas del sur (lado de la Caleta.)					
1	19, 25	19,25	43, 00	827, 750		1.ª cat. $\frac{3}{5}\times 5.500,^{m3}250=$ 3300,m³150
	Total de enrrocados de 1.ª i 2.ª categorías......				5500, 250	2.ª cat. $\frac{2}{5}\times 5.500,\ 250=$ 2200, 100
	Enrocados de 3.ª categoría.					Total= 5500, 250
1	75,75	$\frac{75,75+86,75}{2}=81,25$	33,00	2681,2 50	5595,250	
2	86,75	$\frac{86,75+101,25}{2}=94,00$	31,00	2914,000		
3	101,25					
	Entre las rocas del sur (lado de la Caleta,)					
1	53,25	53,25	43,00	2289,750	2289,750	
	Total de eurocados de 3.ª categoría.........				7885,000	

(Continuacion.)

NÚMS. DE LOS PERFILES.	SUPERFICIE DE LOS PEEFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFIEES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES.
		Bloques artificiales con mortero de cimento. 1.° de 3,m 50 × 2,m 00 × 1,m 50 Entre las rocas del sur (lado de la Caleta)				
1	21,m2 00	21,m2 00	43,m 00	903,m3 00	903,m3 00	Este cubo corresponde a un total como de 86 bloques.
			2.° de 4m 50 × 2,m 00 × 2,m 00.			
1	108, 00	$\frac{198,00+117,00}{2}=112,50$	33,00	3712,5000	7618,500	Este cubo corresponde como a 423 bloques.
2	117, 00	$\frac{117,00+135,00}{2}=126,00$				
3	135, 00		31,00	3906,000		
		Total de bloques artificiales con mortero de cimento...			8521,500	
		Union de los molos con las rocas existentes. Mazonería con mortero de cimento.				
	8,06	Superficie calculada	2,00	16,12		
	Total de una union..			16,12		
	Para 10 uniones semejantes........................			16,12 × 10 =	161,200	

2.º MOLO NORTE.—DRAGAJE DE LAS FUNDACIONES.—CABEZO ORIENTAL DEL MOLO NORTE.

NÚMS. DE LOS PERFILES.	SUPERFICIE DE LOS FERFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE. PERFILES	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES
1	40,m²25	40m²25	5m 50	221,m³375		
2	37, 95	$\frac{40,25+37,95}{2}$=39, 10	30, 00	1173,000		
3	38, 00	$\frac{37,95+38,00}{2}$=37,975	20, 00	7595,00		
4	37, 50	$\frac{38,00+37,50}{2}$=37, 75	20, 00	755,000		
5	81, 13	$\frac{37,50+81,13}{2}$=59,315	81, 00	9610,030		
6	127, 60	$\frac{181,13+127,60}{2}$=104, 37	47, 00	4095,155		
7	124, 20	$\frac{127,60+124,20}{2}$=125,80	136, 50	17185,350		
8	124 20					
	Total del dragaje......................................				34609,m³410	

ENROCADOS DE 1.ª i 2.ª CATEGORÍA.

Núms. de los perfiles.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCÍA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES.
	44,50	$3,14 \times 9,2^{00} \times 1,80$	30,00	254,340		
1	56,25	$\frac{44,50+56,25}{2} = 50,375$		1511,250		
2	42,00	$\frac{56,25+42\ 00}{2} = 49,125$	20,00	982,600		
3	34,00	$\frac{42,00+34,00}{2} = 38,\ 00$	20,00	760,000		
4 5	97,65	$\frac{34,00+97,65}{2} = 65,\ 83$	81,00	5352,230		
6	133,30	$\frac{97,65+133,30}{2} = 115,\ 48$	47,00	5427,560		Cabezo este.
7	135,20	$\frac{133,30+135,20}{2} = 134,\ 25$	142,00	19063,500		1.ª cat. $\frac{3}{5} \times 33331,480 = 19998,888$ 2.ª cat. $\frac{2}{5} \times 33331,480 = 13332,592$
		Total de enrocados de 1ª i 2ª categoría...			33331,m³480	33331,480

Enrocados de 3.ª categoria.

1	42.00	$\frac{42,00+43,40}{2} = 42,75$	30,00	1282,500		
2	43,50					
3	38,40	$\frac{43,30+38,40}{2} = 40,95$	20,00	819,000		

(Continuacion.)

Núms. de los perfiles.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES	DISTANCIA ENTRE LOS PEFILES	CUBICACION DE ENROCADOS ENTREPERFILES	CUBICACIONES TOTALES	OBSERVACIONES.
4	31,50	$\frac{38,40 \div 31,50}{2} = 34,95$	20,00	699,000		
5	77,00	$\frac{31,50+76,00}{2} = 53,75$	91,00	4353,750		
6	88,00	$\frac{76,00+88,00}{2} = 82,00$	47,00	3854,000		
7	105,75	$\frac{88,00+105,75}{2} = 96,88$	142,00	13756,960		
		Total de enrocados de 3.ª categoría			24765,210	
		Bloques artificiales de $4,^{m}50 \times 2^{m}00 \times 2,^{m}00$				
1	$126,^{m2}00$	$\frac{126,00+144,00}{2} = 135,^{m2}00$	37,50	$5062,^{m3}50$		
2	144,00					
3	144,00	$\frac{144,00+144,00}{2} = 144,00$	250,00	36000,00		
		Total de bloques artificiales			$41062,^{m}500$	Corresponde como a 2281 bloques.

Mazonería con mortero de cal hidráulica.

Núms. de los perfiles.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS SOBRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES.
	Muro de malecon de mazonería sumerjible, formado de bloques artificiales de $3,^{m}50 \times 1,^{m}50 \times 2,^{m}00$ *Parte del cabezo Este.*					
1	$10^{m2}50$	$\frac{10,50+10,50}{2}=10^{m2}50$	$30,^{m}00$	$315^{m3}000$		
2	10,50	$\frac{10,50+15,75}{2}=13,125$	20, 00	262,500		
3	15,75	$\frac{15,75+21,00}{2}=18,375$	20, 00	367,500		
4	24,00				$945,^{m3}000$	Corresponde a 90 bloques.
	De $4,^{m}00 \times 1,^{m}50 \times 2,^{m}00$					
5	18,00	$\frac{21,00+18,00}{2}=19,50$	81,00	1579,500		
6	24,00	$\frac{24,00+18,00}{2}=21,00$	47,00	987,000		
7	24,00	$\frac{24,00+24,00}{2}=24,00$	142,00	3408,000	5974,500	
	Total de mazonería del muro de malecon sumerjible...............				6919,500	

Parapeto o muro de abrigo.

Núms. De los perfiles	SUPERFICIE DE LOS PERFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES	OBSERVACIONES.
	Plataforma del cabezo Este.					
		$3{,}14 \times 1{,}90^2 \times 1{,}50$		17,m³0,10		
	Superficie calculada en 5m²66 × 340m 00			1924,400		
	Plataforma del cabezo Norte.				1941,m³410	
		$3{,}14 \times 4{,}90^2 \times 1{,}50$		113,090	113,090	
	Cubo del parapeto o muro de abrigo.				2054,500	
		§ 3.° MALECON DE LA POZA.				
			Dragaje de las fundaciones.			
1		105,m²00	52,m 00	5460,m³000		
2		113,75	13,00	1478,750		
3		116,25	35,00	4068,750		
4		125,00	9,00	1125,000		Las superficies han sido calculadas segun los perfiles medios correspondientes a la mitad de la distancia indicada en la calumna núm. 4 de este capítulo.
5		100,00	10,00	1000,000		
6		113,75	28,00	3185,000		
7		122,50	23,00	2817,500		
8		120,00	15,00	1800,000		

(Continuacion.)

Núms. de los perfiles.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACIONES DE ENROCADOS ENTRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES.
9	....	125,m²00	86,m 00	10750,m³000		
10	....	142,50	24,00	3020,000		
11	....	137,50	10,00	1375,000		
12	....	145,00	33,00	4785,000		
13	....	150,00	15,00	2250,000		
14	....	145,00	16,00	2320,000		
15	....	130,00	35,00	4550,000		
16	....	135,00	202,00	27270,000		
17	....	120,00	42,00	5040,000		
18	....	125,00	52,00	1500,000		
	Total de dragaje..........				83795,000	
				Enrocados de 1.ª i 2.ª categorías.		
1	....	60,00	52,00	3120,000		
		$\frac{1}{4}\left(\frac{\pi R^2 H}{3}\right)=\left(\frac{4\times 3,14\times 4,5}{12}\right)=$		4,700		
2	....	71,50	13,00	929,500		
			$\left(\frac{4\times 3,14\times 4,5}{12}\right)=$	4,700		

(Continuacion.)

Núms. de los perfiles	Superficie de los perfiles.	Promedios de las superficies de los perfiles.	Distancia entre los perfiles	Cubicacion de enrocados entre perfiles	Cubicaciones tatales.	OBSERVACIONES.
3	....	81,m200	35,m 00	2835,m3000		
4	....	87,50	9,00	787,500		
		$\left(\frac{4\times 3,14\times 5}{12}\right)=$		5,240		
5	....	94,25	10,00	942.500		
6	....	108,50	28,00	3038,000		
7	....	120,00	23,00	2760,000		
		$\left(\frac{4\times 3,14\times 7,50}{12}\right)=$		7,950		
8	....	140,25	15,00	2103,750		
9	....	86,45	86,00	7434,700		
10	....	86,45	24,00	2064,800		
11	....	114,90	10,00	1149,000		
		$\left(\frac{4\times 3,14\times 7,15}{12}\right)=$		7,470		
12	....	114,40	33,00	3775,200		
13	....	81,00	15,00	1205,000		
14	....	94,25	16,00	1508,000		
		$\left(\frac{4\times 3,14\times 6,5}{12}\right)=$		6,810		

(Continuacion.)

Núms. de los perfiles.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES	CUBICACIONES TOTALES	OBSERVACIONES.	
15	....	87,m250	35,m 00	3,063,m3500			
16	....	76,19	202,00	15390,380			
17	....	87,50	42,00	3675,000			
		$\left(\frac{4\times3{,}14\times7{,}15}{12}\right)=$		6,540		1.ª cat. $\frac{3}{5}\times$ 62789,m3240	37673,m3544
						2.ª cat. $\frac{2}{5}\times$ 62789, 240	25115,696
18	....	132,00	52,00	6864,000			
Total de enrocados de 1.ª i 2. categorías					62789,m3240	Total igual..........	62789,240

Enrocados de 3.ª categoría.

Núms. de los perfiles.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES	CUBICACIONES TOTALES	OBSERVACIONES.
1	....	13,m242	52,m 00	696,m3840		
2	....	14,37	13,00	186,940		
3	....	22,50	35,00	787,500		
4	....	29,75	9,00	267,750		
5	....	33,25	10,00	332,500		
6	....	40,25	28,00	1127,000		
7	....	28,75	23,00	661,250		
8	....	33,60	15,00	504,000		
9	....	33,28	86,00	2862,080		
10	....	40,00	24,00	960,000		

(Continuacinon.)

Núms. de los perfiles.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES.
11		27,^{m2}50	10,^{m2}00	275,^{m3}000		
12		27,50	33,00	907 500		
13		22.50	15,00	337,500		
14		31,50	16,00	504,000		
15		29,75	35,00	1041,350		
16		18,45	202,00	3726,900		
17		31,50	42,00	1323,000		
18		31,18	52,00	1621,360		
Total de enrocado de 1.ª categoría					18122,370	
Terraplen formado con los productos del dragaje i los escombros de cantera.						
1		20,65	52,00	1073,800		
2		45,00	13,00	585,000		
3		72,00	35,00	2520,000		
4		95,00	9,00	855,000		
5		118,25	10,00	1182,500		
6		143,0	28,00	4145 400		
7		221,00	23,00	5083,000		
8		245,00	15,00	3675,000		
9		261,45	86,00	22484,700		

(Continuacion)

NÚMS. DE LOS PERFILES	SUPERFICIE DE LOS PERFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE. PERFILES	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES.
10		255,^{m2}20	24 m 00	6124,^{m3}800		
11		154,00	10,00	1540,000		
12		154,00	33,00	5082,000		
13		99,00	15,00	1485,000		
14		118,00	16,00	1892,0 0		
15		102,60	35,00	3591,000		
16		52,50	133,00	6982,500		
	Total del terraplen..				68301,^{m3}700	
			Bloques artificiales de malecon.			
			MAZONERÍA CON MORTERO DE CAL HIDRÁULICA.			
		5,^{m2}25	42,50	223,^{m3}125		
		10,50	61,00	644,500		
		15,75	136,00	2142,000		
		10,50	46,00	483,000		
		5,25	50,00	262,500		
		5,25	27,50	144,375		
		10,50	52,00	546,000		
	Total de la mazonería de bloques artificiales........................				4445,500	

Muro de abrigo.—Mazonería con mortero de cal hidráulica.

NÚMS. DE LOS PERFILES	SUPERFICIE DE LOS PERFILES.	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES
......	....	5,m²775	700m 000	4042,m³500		
Total de la mazonería del muro....................					4042,m³	
§ 4.° DIQUE SUMERJIBLE. **Enrocados de 1.ª i 2.ª categoría.**						
1	28,44	$\frac{28{,}44+45{,}15}{2}=36{,}80$	40,00	1472,000		
2	45,15	$\frac{45{,}15+57{,}38}{2}=51{,}265$	60,00	3075,900		
3	57,38	$\frac{57{,}38+69{,}21}{2}=63{,}295$	105,00	6582,680		
4	69,21	$\frac{69{,}21+69{,}21}{2}=69{,}21$	150,00	10381,500		
5	69,21 113,75	$\frac{69{,}21+113{,}75}{2}=91{,}48$	5,00	457,400		
				21969,480 1814,250		
Deduciendo el cubo de la mazonería, resulta como volúmen de enrocados..					20155,230	

(Continuacion.)

NÚMS. DE LOS PERFILES.	SUPERFICIE DE LOS PERFILES	PROMEDIOS DE LAS SUPERFICIES DE LOS PERFILES.	DISTANCIA ENTRE LOS PERFILES.	CUBICACION DE ENROCADOS ENTRE PERFILES.	CUBICACIONES TOTALES.	OBSERVACIONES.
		Superficie calculada $5,^{m2}00$ ×	$355,^{m}00=$	$1775,^{m3}000$		
		Cabezo $3,14\times\overline{2,50}^{2}\times 2,^{m}00=$	....	30,250		
		Total de la mazonería..........	....	— — —	$1814,^{m3}250$	

ÑÚM. 9.

Resúmen de las dimensiones métricas de las obras segun perfiles, i detalle estimativo.

1.° MOLO SUR.

Enrocados 1.ª categoría	3300,m³150	$ 2,04	$ 6.732,31
d° 2.ª d°	2200,100	2,56	5.632,25
d° 3.ª d°	7885,000	3,10	24.443,50
Bloques artificiales con cimento	8521,500	13,45	114.665,30
Mazonería con mortero de cimiento	161,200	12,82	2.066,58
Valor aparente			153.539,94
Mas un 50 por ciento por atascamientos que se pueden prever i materiales, fuera de los perfiles de ejecucion. (*Memoria Técnica*, cap. XII, páj. 59.)			76.769.97
Total			230.309,91

2.° MOLO NORTE.

L=340,m 00

Dragado de las fundaciones	34.609,m³410	0,40	13.843,76
Bloques naturales (enrocados) 1.ª categoría	19.998,888	2,04	40.797,73
Enrocados 2.ª categoría	13.332,552	2,56	34.131,42
Enrocados 3.ª categoría	24.765,210	3,10	76.772,15
Bloques artificiales con mortero de cal hidráulica (con piedras perdidas	41.062,500	8,41	345.171.35
Bloques artificiales con mortero de) cal hidráulica para muro de malecon	6.919,500	8,41	58.165,32
Mazonería con mortero de cal hidráulica	2.054,500	7,38	15.166,32
Luz de puerto i casa del guardian	----------	-----	---------
Valor aparente			584.048,09
Mas 35 por ciento por atascamientos por prever i materiales de ejecucion			204.416,83
Valor real			788.464,92

3.° MUELLE DE CANALIZACION (LLAMADO «DE LA POZA.»)

Dragaje de las fundaciones (sujecion)	83.795,m³000	$ 0,40	$ 33.518,00
	37.673,544	2,00	76.854,03
Enrocados de 1.ª categoría	25.116,696	2,56	64.296,18
d° 2.ª d°	18.122,270	3,10	56.179,35
d° 3.ª d°			
Bloques artificiales con mortero de cal hidráulica del Theil	4.445,500	8,41	37.368,87
Mazonería con mortero de cal hidráulica	4.042,500	7,38	29.841,73
Terraplen formado con los escombros de cantera i los productos del dragaje	63.301,700	0,60	50.981,02
Valor aparente			339.039,18
Mas un 35 por ciento por atascamientos i materiales, fuera de los perfiles de ejecucion			118.663,71
Valor real			457.702,89

4.° DIQUE SUMERJIBLE.

Enrocados de 1.ª categoría	12.093,m³120	2,40	24.669,96
Enrocados de 2.ª categoría	8.062,110	2,56	20.638,92
Mazonería con mortero de cal hidráulica	1.814,250	7,38	13.392,79
Valor aparente			58.701,68
Mas un 35 por ciento por atascamientos i materiales, fuera de los perfiles de ejecucion			20.545,59
Valor real			79.247,27

5.° DRAGAJE.

217,000 metros cúbicos a 0,36=	78.120,00

MEJORAMIENTOS NO INDISPENSABLES.

Una primera prolongacion de 100 metros del molo daria lugar a un suplemento de precios, calculado como sigue:

Dragaje de las fundaciones	13.655,^{m3}050	$ 0,36	$ 4.915,82
Enrocados de 1.ª categoría	8 055,000	2,04	16.432,20
Enrocados de 2.ª categoría	5.370,000	2,56	13.747,20
Enrocados de 3.ª categoría	9.698,000	3,10	30.063,80
Bloques artificiales con piedras perdidas i mortero de cal hidráulica	14.400,000	8,41	121.046,40
Bloques artificiales de malecon	2.400,000	8,41	20.174,40
Mazonería hidráulica	566,000	7,38	4.178,21

Valor aparente.................. 210.558.03

Mas 35°/₀ por atascamientos i materiales, fuera de los perfiles de ejecucion.................. 73.695,31

Valor real...................... 284.253,34

El molo N de 400 metros de largo, costaria entónces $ 1.072.718,26; i la ejecucion del proyecto con este primer mejoramiento costaria.................................... $ 2.246.653,33

El 2.° mejoramiento, que consiste en un nuevo aumento de lonjitud de 100 metros del molo N., i en la creacion de un nuevo molo hácia afuera de *Piedra de los Lobos*, de un nuevo molo S. de 100 metros de largo, exijiria el siguiente suplemento de gastos:

Para el molo N. de....	$ 303.562,80	Incluso el 35% por atascamientos i materiales fuera de los perfiles de ejecucion.
Para el molo S. de......	381.200,40	
	684.763,20	
Dragaje...................	55.236,80	
Total................	740.000,00	

La ejecucion del proyecto que resulta de los dos mejoramientos, costaria, pues, $ 2.246.653,33+ $ 740.000,00 =$ 2.986.653,33.

DETALLE ESTIMATIVO APROXIMADO DEL ANTE-PROYECTO DE PUERTO EN LA CALETA.

Comparacion que tiene por objeto hacer resaltar la superioridad del proyecto de puerto en el rio, que presentamos:

Enrocados de 1.ª categoría...380.000,m³000 × $ 2,04= $ 775.200,00
Enrocados de 2.ª categoría...200.000,000 × 2.56= 512.000,00
Enrocados de 3.ª categoría...140.000,000 × 3.10= 434.000,00
Bloques artificiales con mortero de cal hidráulica.............140.000,000 × 8,40= 1.176.000,00
Dragajes de mantenimiento.................. capitalizados al 8%.......................... $ 375.000,00

3.272.200,00

Mas 35% por atascamientos previstos en las arenas semi-movedizas...................... 981.660,00

4.253.860,00

Gastos imprevistos................................	146.140,00
Material náutico (sin la draga)................	100.000,00
Intereses de $ 100,000 al 8% por 6 años....	48.000,00
Intereses de los capitales al 8%..............	352.000,00
Costo aproximado de un puerto en la Caleta...	4.900.000.00

El presente Anexo a la Memoria técnica fué levantado por el injeniero hidráulico que suscribe.—Constitucion, junio de 1876.—*Alfredo Lèvêque.*